



Universidade de Aveiro Departamento de Geociências
2007

Eduardo Pais Neto

**Estudo geológico e geomecânico em antigas
explorações mineiras: o caso da mina das Azeleiras**



Eduardo Pais Neto

**Estudo geológico e geomecânico em antigas
explorações mineiras: o caso da mina das Azeleiras**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Minerais e Rochas Industriais (Área de Georrecursos), realizada sob a orientação científica do Doutor Helder I. Chaminé, Professor Coordenador do Departamento de Engenharia Geotécnica do Instituto Superior de Engenharia do Porto e investigador no Centro de Minerais Industriais e Argilas da Universidade de Aveiro e do Doutor Fernando T. Rocha, Professor Catedrático do Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro e Coordenador do Centro de Minerais Industriais e Argilas

o júri

presidente

Doutor Manuel João Senos Matias
Professor Catedrático da Universidade de Aveiro

Doutor Fernando Joaquim Fernandes Tavares Rocha
Professor Catedrático da Universidade de Aveiro

Doutor Luís Carlos Gama Pereira
Professor Catedrático da Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade de Coimbra

Doutor Helder Gil Iglésias de Oliveira Chaminé
Professor Coordenador do Instituto Superior de Engenharia do Porto, Instituto Politécnico do Porto

Doutor João Paulo Meixedo dos Santos Silva
Professor Adjunto do Instituto Superior de Engenharia do Porto, Instituto Politécnico do Porto

agradecimentos

- A realização de um trabalho desta natureza permitiu-me evoluir e aprofundar conhecimentos na área da engenharia de maciços rochosos associados a obras subterrâneas. Uma palavra de agradecimento a todos quantos, ao longo deste período de uma ou de outra forma, me incentivaram e apoiaram na elaboração do presente trabalho.

Desta forma gostaria de expressar o meu agradecimento:

- Ao Prof. Doutor Helder I. Chaminé (ISEP; MIA-UA), expresseo o meu sincero reconhecimento pela forma dedicada e prestável como sempre me orientou cientificamente e me acompanhou, quer no terreno quer no gabinete, ao longo deste trabalho. Grato pela leitura minuciosa ao manuscrito original, o meu bem-haja.

- Ao coordenador do curso de mestrado, Prof. Doutor F. T. Rocha (UA), por todo o apoio e esclarecimentos prestados.

- À Eng^a Sandra Coelho, pelo incansável encorajamento e pelo precioso apoio.

- Ao Eng^o José Alberto Lopes pelo apoio na realização do trabalho de campo.

- Ao IPPAR (Mosteiro de Tibães), na pessoa da Arq^a M. J. Dias Costa, pela possibilidade que me proporcionou em realizar o trabalho de campo na antiga Mina das Aveleiras, bem como na cedência para consulta de documentação histórico-patrimonial vária.

- À Eng^a Ana Pires (MIA-UA) e ao Dr. José Teixeira (MIA-UA), pelo apoio no desenho vectorial e no projecto SIG da maioria das ilustrações do caso de estudo.

- Ao Prof. Dr. Alberto Gomes (DG-FLUP), pelo apoio e discussão dos aspectos geomorfológicos da área de Mire de Tibães.

- À Dra. Maria José Coxito Afonso (DEG-ISEP), pela leitura crítica ao manuscrito original e inúmeras achegas.

- À Eng^a Maria Eugénia Lopes (DEG-ISEP), pela partilha da sua experiência sobre ensaios geomecânicos em laboratório e de dados inéditos da sua investigação de doutoramento, actualmente em curso, sobre geoconservação de antigos espaços mineiros.

- Ao Eng^o Filinto Castro Trigo (DC-ISEP), pelo apoio nos aspectos geomecânicos relacionados com o sustimento.

- Ao Prof. Doutor J. A. Fernandes, director do Laboratório de Geotecnia e Materiais de Construções (ISEP), por ter possibilitado a realização de ensaios geotécnicos em algumas amostras do maciço das Aveleiras.

Aos meus amigos e à minha família, especialmente aos meus pais, que me suportaram estoicamente nesta minha “fase de alheamento”, ajudando e apoiando-me em tudo o que necessitei.

palavras-chave

Georrecursos, maciços rochosos, escavações subterrâneas, técnica de amostragem linear, geomecânica.

resumo

O trabalho apresenta uma abordagem das diversas metodologias que integram a concepção, o projecto e a recuperação de túneis, evidenciando a importância da interligação entre as actividades de caracterização geológica e geotécnica, os sistemas de classificação geomecânica e a definição da técnica de estabilização e sustimento.

Desta forma, após uma breve caracterização geológico-geotécnica e geomecânica dos maciços rochosos, o trabalho inicia-se com uma abordagem das principais classificações geomecânicas e o método de sustimento, seguindo-se os aspectos sobre a aplicação de ancoragens/pregagens e de betão projectado numa dada obra subterrânea em maciços rochosos. Por fim, apresenta-se uma abordagem metodológica crítica num caso estudo.

Neste trabalho, apresentam-se e discutem-se os resultados da aplicação da técnica de amostragem linear de discontinuidades em superfícies expostas do maciço rochoso subterrâneo da antiga mina de volfrâmio das Aveleiras (Mire de Tibães, Braga; NW de Portugal), tendo-se recorrido às seguintes ferramentas: cartografia geológica/geotécnica, análise morfotectónica e modelação digital de terreno, técnicas geotécnicas e geomecânicas.

Esta abordagem conduziu a uma melhor compreensão da relevância, para estudos e projectos geológico-geotécnicos, da caracterização a diferentes escalas da heterogeneidade geológica de massas rochosas.

keywords

Georesources, rock masses, underground excavations, scanline sampling technique, geomechanics.

abstract

This work presents the main methodologies that integrate the conception, project and execution of underground excavations, showing the importance of the relationship between the geological and geotechnical characterization, the geomechanical classification systems in rock engineering and the definition of the estabilization and support in rock tunnels.

This work starts with an approach of the empirical classification systems, after a brief basic geotechnical description of rock masses, applying the scanline sampling technique of discontinuities of free rock mass faces. Subsequently, aspects about anchorage/bolting and shotcrete in a tunnel are discussed. Finally, a critical practical approach is made related to a specific case study.

This study presents the results of the structural geology, geomorphology and geotechnical studies of block delimitation of a metasedimentary rock mass. For this characterization, the scanline sampling technique of discontinuities has been applied to the study of underground free rock mass faces from ancient Aveleiras wolfram Mine (Mire de Tibães, Braga; NW Portugal). For that purpose, the surrounding area of the mine, as well as selected metasedimentary outcrops, was studied using the following tools: surface geological/geomorphological mapping, structural geology and geotechnics/geomechanics techniques.

This approach led us to a better understanding of the relevance for geologic and geotechnical studies and projects of the characterizations at different scales of the rock-masses' geological heterogeneity

ÍNDICE

CAPÍTULO 1	INTRODUÇÃO GERAL	3
1.1	Enquadramento do tema	3
1.2	Objectivos.....	4
1.3	Metodologias	5
CAPÍTULO 2	CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA DE MACIÇOS ROCHOSOS	9
2.1	Generalidades	9
2.2	Fases do Estudo Geológico e Geotécnico	12
2.3	Descontinuidades: Noção, Tipos e Génese	14
2.4	Caracterização e Compartimentação do Maciço Rochoso	22
2.4.1	Metodologia e sistemática	22
2.4.2	Reconhecimento geológico	24
2.4.3	Cartografia das superfícies expostas do maciço	26
2.4.4	Parâmetros dos maciços rochosos	29
2.4.5	Parâmetros geológicos-geotécnicos das descontinuidades	35
2.4.6	Técnica de amostragem linear aplicada a superfícies de descontinuidades	55
2.4.7	Técnicas in situ	61
2.4.8	Técnicas Laboratoriais	66
2.4.9	Zonamento Geotécnico	69
2.5	Síntese: Importância e limitações	69
CAPÍTULO 3	METODOLOGIAS PARA A CARACTERIZAÇÃO GEOMECÂNICA DE MACIÇOS ROCHOSOS	73
3.1	Introdução	73
3.2	Classificações Geomecânicas.....	75
3.2.1	Generalidades	75
3.2.2	<i>Rock Structure Rating</i> (RSR) de Wickham et al. (1972)	75
3.2.3	<i>Rock Mass Rating</i> (RMR).....	79
3.2.4	<i>Rock Tunnelling Quality Index</i> , Q	87
3.2.5	<i>Geological Strength Index</i> (GSI)	98
3.2.6	Classificação SRC de González de Vallejo.....	106
3.2.7	Síntese	111
CAPÍTULO 4	BREVE INTRODUÇÃO À MINERAÇÃO: TIPOS, MÉTODOS DE EXPLORAÇÃO E RECUPERAÇÃO	115
4.1	Generalidades	115
4.2	Tipos de explorações mineiras	115
4.3	Metodologias de recuperação.....	119

4.3.1	Concepção Geral de Recuperação	123
4.3.2	Técnicas de reforço e estabilização estrutural: Ancoragens, Pregagens e Betão Projectado	125
4.4	Síntese	133
CAPÍTULO 5	O CASO DE ESTUDO DA ANTIGA MINA DAS AVELEIRAS, MOSTEIRO DE TIBÃES.....	137
5.1	Generalidades	137
5.2	Acções desenvolvidas	138
5.3	Enquadramento geotectónico e geomorfológico regional	141
5.3.1	Geotectónica regional	141
5.3.2	Geomorfologia regional	145
5.4	Geologia e Geotecnia subterrânea da Mina das Aveleiras	150
5.4.1	Generalidades. Materiais e Métodos.....	150
5.4.2	Aspectos históricos sobre as minas e nascentes de água da área de Tibães.....	153
5.4.3	Geologia de superfície	156
5.4.4	Geologia Subterrânea da Mina das Aveleiras.....	157
5.4.5	Geotecnia subterrânea da Mina das Aveleiras.....	164
5.5	Parâmetros geológico-geotécnicos	165
5.6	Caracterização geomecânica.....	169
5.7	Zonamento Geotécnico	172
5.8	Classificações Geomecânicas.....	181
CAPÍTULO 6	CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS FUTURAS.....	188
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		193

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Um esquema para a investigação geotécnica de maciços rochosos de um dado projecto baseado na estratégia de infomação (adaptado de Mazzoccola et al., 1997).	11
Figura 2.2 - Famílias de diaclases associadas a dobras(adaptado de González de Vallejo et al., 2002).	16
Figura 2.3 -Disjunção colunar em basaltos com diaclases verticais (adaptado de González de Vallejo et al., 2002). .	16
Figura 2.4 - Superfícies de estratificação horizontal num maciço rochoso (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).	17
Figura 2.5 - Superfícies de laminação em gesso (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).	17
Figura 2.6 - Planos de Xistosidade em relação com dobramentos. As setas marcam a direcção de máxima compressão (adaptado de González de Vallejo et al., 2002.....	18
Figura 2.7 - Tipos de falha: a) falha normal; b) falha inversa (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).....	18
Figura 2.8 - Representação esquemática ideal de uma superfície de diaclasamento representando os principais elementos observáveis em faces expostas do maciço, como por exemplo, as estruturas plumosas típicas em maciços graníticos (adaptado de Davis & Reynolds, 996). Em A,B e C apresenta-se os 3 modos fundamentais de geração de estrias em diaclasamen, ou seja, em A abertura perpendicular às paredes das superfícies de diaclases, em B deslizamento segundo uma direcção paralela à superfície de deslizamento e perpendicular à frente da fracturação, em C movimento “em tgesoura” paralelo à superfície de diaclasamento e à frente da fracuração.....	20
Figura 2.9 – Principais tipos de diaclases, num maciço magmático (Sodré Borges, 2002). 1. Diaclases cruzadas (provavelmente, as mais recentes, pós magmáticas) 2. Diaclases diagonais; 3. Diaclases sub-horizontais; 4.Diaclases longitudinais (provavelmente as mais recentes, pós magmáticas).....	21
Figura 2.10 – Um exemplo de uma ficha para descrição e divisão em zonas geotécnicas do maciço rochoso (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).....	24
Figura 2.11 – ..Representação do número de famílias mediante bloco-diagramas (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).	30
Figura 2.12 – Equipamento de campo básico para o levantamento pela técnica de amostragem linear aplicada a estudos geotécnicos e geomecânicos (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).....	35
Figura 2.13 – Representação esquemática das propriedades geológico-geotécnicas das descontinuidades (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).....	37
Figura 2.14 – Avaliação da atitude geológica de uma descontinuidade (adaptado de González de Valejo et al., 2002)..	38
Figura 2.15 – Representação esquemática de dados estruturais num diagrama de rosetas (adaptado a ISRM, 1981; González de Vallejo et al., 2002).....	39
Figura 2.16 – Representação das famílias principais em bloco diagrama (adaptado da ISRM, 1981; González de Vallejo et al., 2002).....	39
Figura 2.17 – Mecanismos de ruptura característicos em taludes, com o estereograma característico, do tipo: a) circular; b) planar; c) cunha; d) tombamento (adaptado de Hoek & Bray, 1981).....	39
Figura 2.18 – Medição do espaçamento entre descontinuidades a partir de uma face exposta do maciço (adaptado da ISRM, 1981; González de Vallejo et al., 2002).....	40
Figura 2.19 – Exemplos de descontinuidades com espaçamentos diferentes (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).	41

Figura 2.20 – Representações simples de blocos diagramas esquemáticos indicativos da continuidade de varias famílias de fracturas (adaptado da ISRM, 1981; González de Vallejo et al., 2002).....	42
Figura 2.21 – Escalas de rugosidade, avaliadas segundo diferentes ensaios de corte. A ondulação pode ser caracterizada pelo ângulo (i) (adaptado da ISRM, 1981; González de Vallejo et al, 2002).....	44
Figura 2.22 – Método de determinação da rugosidade bidimensional, segundo a direcção do potencial deslizamento (adaptado Rodrigues, s/d).....	44
Figura 2.23 – Representação tridimensional da rugosidade (adaptado de Rodrigues, s/d).....	45
Figura 2.24 – Perfis de rugosidade, o comprimento dos perfis está entre 1 e 10 metros (adaptado de ISRM, 1981; González de Vallejo et al., 2002).....	46
Figura 2.25 – Diagramas que ilustram as definições de abertura de descontinuidades (ISRM, 1978).....	49
Figura 2.26 – Diferentes tipos de abertura: a) descontinuidade com grande abertura sem enchimento; b) descontinuidade “plana a rugosa”, com abertura e enchimento argiloso; c) descontinuidade “ondulada-rugosa” com abertura muito grande e enchimento argiloso (adaptado de González de Valejo et al., 2002).	49
Figura 2.27 – Estimativa do grau de deslocamento possível de uma descontinuidade até que atinja o contacto das paredes, baseada na avaliação da amplitude da rugosidade e espesura do preenchimento (adaptado de Rodrigues, s/d).....	52
Figura 2.28 – Esquema do dispositivo para levantamento de descontinuidades pela técnica de amostragem linear (adaptado de Brady & Brown, 2004). – distância à origem da fita; L – semi-comprimento exposto.....	55
Figura 2.29 – Ficha tipo de levantamento geológico-geotécnico e geomecânico de campo, com aplicação da técnica de amostragem linear.....	57
Figura 2.30 – Medição dos semi-comprimentos (adaptado de Priest & Hudson, 1981). C_m – representa o valor do limite máximo observável do semi-comprimento; C – representa o valor de um semi-comprimento arbitrário, mas $C < C_m$	59
Figura 2.31 – Esquemas representativos dos traços de descontinuidades que intersectam uma linha de amostragem numa face exposta de rocha (adaptado de Priest & Hudson, 1981) A. Caso duma linha de amostragem intersectada por uma família de descontinuidades que tendo vários limites de extensão produzem semi-comprimentos de vários tamanhos; B. Caso de uma descontinuidade aleatoriamente intersectada [ba] em que por a linha de amostragem se encontrar próxima do limite inferior de exposição apenas será, normalmente, possível medir o semi-comprimento [ia] cuja extremidade [a] é visível.....	60
Figura 2.32 – Esclerómetro portátil (<i>Roll Hardness Testers</i>).....	61
Figura 2.33 – Exemplo de aplicação do <i>martelo de Schmidt</i> (mina das Aveleiras, Tibães).....	62
Figura 2.34– Ábaco de Miller para o cálculo da resistência a partir do <i>martelo Schmidt</i> (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).....	65
Figura 2.35 - Orientações do ensaio: (a) ensaio segundo o diâmetro, (b) ensaio segundo o eixo principal, (c) ensaio sobre um bloco sem irregularidades, e (d) ensaio sobre um bloco com superfícies irregularidades. (ISRM, 1985, 2007).	66
Figura 2.36 – Ensaio de carga pontual PLT (González de Vallejo et al., 2002).....	67
Figura 2.37 – Roturas típicas para ensaios válidos e inválidos (ISRM, 1985, 2007). (a) Ensaios segundo o diâmetro, válido; (b) Ensaio segundo o eixo, válido; (c) Ensaios de blocos, válidos; (d) Ensaio inválido; € Ensaio axial inválido.....	68
Figura 2.38 – Cálculo da resistência mediante o ensaio PLT (González de Vallejo et al., 2002).....	68

Figura 3.1 - Estimativas da sustentação de RSR (adaptado de Wickham et al., 1972).....	78
Figura 3.2 - Representação gráfica da obtenção do valor de RMR.	79
Figura 3.3 - Ábaco para determinação do período de estabilidade sem revestimento (adaptado de Bieniawski, 1989)...	84
Figura 3.4 - Representação gráfica da obtenção do valor de Q.....	88
Figura 3.5-Escolha do tipo de sustimento em função da classificação Q (adaptado de Barton et al., 1974 e Barton, 2000).	91
Figura 3.6 - Determinação do valor do GSI segundo Hoek (2007), adaptado por Miranda (2003).....	101
Figura 3.7 - Relações entre as tensões principais máximas e mínimas para os critérios de Hoek-Brown e equivalente de Mohr-Coulomb (Hoek et al., 2002)	104
Figura 4.1 – Estampa ilustrativa do livro clássico de Georgius Agricola, <i>De Re Mettlica</i> (Agricola, 1556)	116
Figura 4.2 – Estampa ilustrativa do livro clássico de G. Agricola, <i>De Re Mettlica</i> (Agricola, 1556).....	118
Figura 4.3 – Exemplos de sustimentos de madeira em galerias subterrâneas.....	120
Figura 4.4 – Preservação de ecossistemas terrestres e aquáticos em espaços mineiros).....	121
Figura 4.5 – Exemplo de aproveitamento dos recursos hídricos subterrâneos associados a uma antiga mina de volfrâmio (Tibães, NW de Portugal)	121
Figura 4.6 – Ancoragem mecânica (Hoek et al., 1995)	126
Figura 4.7 – Cartucho típico da resina de dois componentes usado na selagem de ancoragens (Hoek et al., 1995). ...	127
Figura 4.8 – Instalação típica de uma ancoragem selada com cartuchos de resina (Hoek et al., 1995)	128
Figura 4.9 – Tirante selado com calda de cimento (ATLAS COPCO, 2005).....	128
Figura 4.10 – Corte transversal de uma pregagem de fixação por atrito (ATLAS COPCO, 2005)	129
Figura 4.11 – Descrição esquemática do processo de aplicação do betão projectado por via húmida	131
Figura 4.12 – Ilustração esquemática da aplicação do betão projectado	131
Figura 4.13 – Aplicação do betão projectado com meios mecânicos (Hoek et al., 1995).....	133
Figura 5.1 – Localização da Mina das Aveleiras	138
Figura 5.2 – Esboço geológico regional de Braga (adaptado e simplificado de Ferreira et al., 2000)	142
Figura 5.3 – Unidades geológicas presentes na área de estudo (adaptado de Frreira et al., 2000)	144
Figura 5.4 – Mapa hipsométrico da área de braga, Vale do Cávado (A: modelo digital de terreno (MDT); B: extrato do MDT com fotointerpretação dos principais lineamentos tect.....	146
Figura 5.5 – Mapa de declives da região de Mire de Tibães - Braga.....	146
Figura 5.6 – Esboço geomorfológico da região de Mire de Tibães	148
Figura 5.7 – Localização das minas de água e nascentes.....	154

Figura 5.8 – Esboço geológico local.....	156
Figura 5.9 – Várias perspectivas, recorrendo à modelação digital de terreno da área da Cerca do Mosteiro de Tibães, do enquadramento da Mina das Aveleiras (ou de Tibães).....	158
Figura 5.10 – Traçado subterrâneo da Mina das Aveleiras (ou de Tibães)	160
Figura 5.11 – Levantamento geológico-estrutural da galeria principal (0-75m) da Mina das Aveleiras.....	162
Figura 5.12 – Estrutura filoniana quartzosa – Mina das Aveleiras	163
Figura 5.13 – Grau de alteração do maciço da Mina das Aveleiras (Tibães).....	165
Figura 5.14 – Diagramas de rosetas e de contorno estrutural relativos ao tratamento estatístico das descontinuidades (n=282) do maciço da Mina das Aveleiras (Tibães)	166
Figura 5.15 – Abertura das descontinuidades do maciço da Mina de Aveleiras (Tibães).....	166
Figura 5.16 – Rugosidade das descontinuidades do maciço da Mina de Aveleiras (Tibães)	167
Figura 5.17 – Grau de curvatura das descontinuidades do maciço da Mina de Aveleiras (Tibães)	167
Figura 5.18 – Tipo de terminação das descontinuidades do maciço da Mina de Aveleiras (Tibães).....	168
Figura 5.19 – Zonamento geotécnico da galeria principal (0-75m) da Mina das Aveleiras.....	172
Figura 5.20 – Perfis topográficos e geotécnicos da Mina das aveleiras (Tibães)	173
Figura 5.21 – Principais parâmetros geotécnicos das descontinuidades da Zona Geotécnica I (Tibães).....	176
Figura 5.22 – Principais parâmetros geotécnicos das descontinuidades da Zona Geotécnica II (Tibães)	177
Figura 5.23 – Principais parâmetros geotécnicos das descontinuidades da Zona Geotécnica III(Tibães)	178
Figura 5.24 – Principais parâmetros geotécnicos das descontinuidades da Zona Geotécnica IV (Tibães).....	179
Figura 5.25 – Aspectos sobre o estado de geoconservação da Mina das Aveleiras: a), b), c) Aspectos do antigo sustimento em madeira; d) e) Estrutura filoniana quartzosa; f) Aspecto do maciço na zona de entrada(emboquilhamento) da Mina.....	182
Figura 5.26 – Análise das classificações geomecânicas utilizando o programa geoinformativo Roclab v. 1.0 da RocScience	184

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Estudos geológicos e geotécnicos para o projecto de túneis (compilado de Jimeno, 2003).....	13
Quadro 2.2 - Tipos de descontinuidades (adaptado: ISRM, 1981; González de Vallejo et al., 2002).	15
Quadro 2.3 - Descrição dos principais tipos de <i>diaclases</i> em rochas magmáticas (Sodré Borges, 2002).	21
Quadro 2.4 - Classificação de maciços rochosos pelo número de famílias de descontinuidades (ISRM, 1981).....	30
Quadro 2.5 - Classificação do tamanho dos blocos de material-rocha com base no índice volumétrico (ISRM, 1981).	33
Quadro 2.6 - Classificação de maciços rochosos em função do tamanho e forma de blocos (ISRM, 1981).....	33
Quadro 2.7 - Evolução do grau de alteração do maciço rochoso (adaptado da ISRM, 1981).	34
Quadro 2.8 - Terminologia para caracterizar os maciços em função do espaçamento das descontinuidades segundo a ISRM (1978, 1981).	41
Quadro 2.9 - Descrição da continuidade das descontinuidades (ISRM, 1981).....	43
Quadro 2.10 - Classificação da rugosidade das descontinuidades (adaptado da ISRM 1981).	46
Quadro 2.11 - Terminologia para caracterização do estado de resistência (ISRM, 1978).....	47
Quadro 2.12 - Descrição do grau de alteração meteórica (ISRM, 1981).	48
Quadro 2.13 - Abertura de descontinuidades (ISRM, 1978, 1981).	50
Quadro 2.14 - Graus de alteração propostos pela ISRM (1981) e GSE (1995).....	54
Quadro 2.15 - Exemplo do registo das medições do ensaio geomecânico com o <i>Martelo de Schmidt</i>	64
Quadro 2.16 - Classificação do maciço com base na resistência à compressão simples (ISRM, 1978, 1981).....	65
Quadro 3.1 – Classificação geomecânica RSR de Wickham et al. (1972). Tabelas usadas para avaliação de cada um dos parâmetros para aplicar a RSR ($RSR_{máx} = 100$).	77
Quadro 3.2 - Classificação geomecânica RMR de Bieniawski (1989).	82
Quadro 3.3 - Recomendações de escavação e suporte com base nas classes do sistema RMR (adaptado de Bieniawski, 1989).	83
Quadro 3.4 - Obtenção do valor RQD	89
Quadro 3.5 - Obtenção do valor J_n	89
Quadro 3.6 - Obtenção do valor J_r	89
Quadro 3.7 - Obtenção do valor J_a	89
Quadro 3.8 - Obtenção do valor de J_w	89
Quadro 3.9 - Obtenção do valor SFR.....	89
Quadro 3.10 - Valores de ESR (<i>Excavation Support Ratio</i>), segundo Hoek (2007).	90

Quadro 3.11 - Valor de ESR a considerar para túneis TBM (Hoek, 2007). Para o caso dos túneis de tráfego deve utilizar-se o valor 0,5 no caso de túneis longos destinados a comboios de alta velocidade e de tráfego automóvel.....	90
Quadro 3.12 - Estimativa do comprimento de pregagens e ancoragens.	92
Quadro 3.13 - Expressões para a estimativa da pressão sobre o suporte definitivo.	92
Quadro 3.14 - Determinação dos valores de Q_w	93
Quadro 3.15 - Factor correctivo f' para a convergência do túnel.	94
Quadro 3.16 - Determinação dos valores de Q_{wi}	94
Quadro 3.17 - Estimativa dos valores de m_i (Hoek, 2007).	99
Quadro 3.18 - Orientações para a escolha do valor de D (Hoek, 2000).	103
Quadro 3.19 – Classificação geomecânica SRC.	107
Quadro 3.20 - Factores de correcção por dados de afloramento da classificação geomecânica SRC (González de Vallejo, 2003).	108
Quadro 3.21 - Factores de correcção por efeitos construtivos da Classificação SRC (González de Vallejo, 2003).	109
Quadro 5.1 - Principais características das minas e das nascentes de água no Mosteiro de Tibães (compilado de Personda, 1994).	155
Quadro 5.2 - Ensaio de campo com o esclerómetro portátil, Mina das Aveleiras (Tibães).	170
Quadro 5.3 - Síntese dos ensaios de carga pontual realizados em amostras da Mina das Aveleiras (Tibães).	171
Quadro 5.4 – Resumo das características geotécnicas da Mina das Aveleiras (Tibães).	180
Quadro 5.5 - Síntese das características do maciço da Mina das Aveleiras, de acordo com as classificações geomecânicas RMR, Q, SRC e GSI.....	181
Quadro 5.6 – Síntese dos parâmetros geomecânicos estimados para as zonas geotécnicas definidas.....	183
Quadro 5.7 – Parâmetros geomecânicos característicos, segundo Hoek & Brown (1997) e Hoek (2007).....	183
Quadro 5.8 – Resumo dos parâmetros geomecânicos característicos segundo a classificação de Mohr - Coulomb.....	185
Quadro 5.9 – Parâmetros geomecânicos de cálculo.....	185
Quadro 5.10 – Proposta de sustimento para a Mina das Aveleiras (Tibães): abordagem preliminar.	186

1. Introdução Geral

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO GERAL

1.1 ENQUADRAMENTO DO TEMA

A presente dissertação pretende abordar numa perspectiva metodológica os aspectos geológicos, geotécnicos e geomecânicos mais relevantes relacionados com a recuperação e a estabilização de escavações subterrâneas em maciços rochosos. Além disso, pretende contribuir para a caracterização da compartimentação de maciços rochosos fracturados tendo em vista a avaliação da sua qualidade geotécnica na perspectiva de contribuir para a geoconservação de antigos espaços mineiros. Para o estudo dos materiais geológicos (solos e/ou rochas) recorre-se, em geral, a três disciplinas científicas tomando a designação de Mecânica dos Solos, de Mecânica das Rochas e de Geologia de Engenharia (e.g., Terzaghi & Peck, 1967; Rocha, 1981; Hack et al., 2004; Boch, 2006). As distinções, geralmente imputadas a cada uma delas, baseiam-se sobretudo nos diferentes métodos de investigação, de classificação, de metodologias de ensaio, de interpretação, de modelação e, por fim, de projecto.

A presente investigação visa um estudo geológico-geotécnico e geomecânico da antiga Mina das Aveleiras (também conhecida por Mina de Tibães), pertencente ao Mosteiro de Tibães, situado na freguesia de Mire de Tibães, no concelho de Braga. Este trabalho visa a avaliação geotécnica da estabilidade da antiga mina de volfrâmio das Aveleiras de modo a viabilizar, futuramente, a visita, do público em geral, de um trecho da mina no âmbito das actividades de extensão cultural e científica promovidas pelo Mosteiro de Tibães.

Deste modo, a presente dissertação estruturou-se, em linhas gerais, da seguinte forma: uma breve caracterização geológico-geotécnica e geomecânica dos maciços rochosos, uma abordagem genérica das principais classificações geomecânicas em maciços rochosos e os métodos de sustimento, seguindo-se umas breves notas sobre métodos de exploração de minas. Por fim, apresenta-se uma abordagem metodológica em termos de geoconservação tomando como caso de estudo, a antiga Mina das Aveleiras localizada no Mosteiro de Tibães.

1.2 OBJECTIVOS

Esta dissertação pretende fazer uma abordagem das várias metodologias que integram a concepção, o projecto e a recuperação de estruturas subterrâneas, evidenciando a importância da interligação entre as actividades de caracterização geológica e geotécnica, os sistemas de classificação geomecânica, bem como a definição da técnica de estabilização e sustimento.

Poderemos destacar que os principais objectivos deste estudo foram:

- A inspecção visual do estado estrutural e da geologia da antiga Mina das Aveleiras e o reconhecimento pormenorizado da sua entrada e de um trecho subterrâneo com cerca de 80m, bem como se procedeu à inspecção das galerias e dos poços de ventilação envolventes;
- A caracterização geológica de superfície e subterrânea, com o intuito de se definir as litologias e a estrutura do local em estudo, recorrendo-se a técnicas de geologia e cartografia geológico-mineira;
- A cartografia geológico-geotécnica do traçado subterrâneo e o estudo da rede de fracturação, recorrendo a levantamentos geológico-estruturais, geotécnicos e geomecânicos, utilizando a técnica de amostragem linear (e.g., ISRM, 1978, 1981; Chaminé & Gaspar, 1995; GSE, 1995; Brady & Brown, 2004), com o objectivo de definir um zonamento geotécnico do maciço;
- O estudo geomecânico do maciço das Aveleiras recorrendo à realização de ensaios geotécnicos *in situ* e de laboratório e à caracterização geomecânica das unidades geotécnicas identificadas;
- A aplicação dos principais sistemas de classificações geomecânicas para a caracterização da qualidade geotécnica do maciço rochoso das Aveleiras;
- O cruzamento e a síntese de todos os dados geológicos, geotécnicos e geomecânicos para o estabelecimento de uma síntese geológico-geotécnica do maciço.

1.3 METODOLOGIAS

O presente trabalho foi desenvolvido em duas etapas complementares, ou seja, numa primeira etapa referente ao trabalho de campo enquadrada na fase de reconhecimento e caracterização geológica do maciço e, numa segunda fase, ligada ao processamento, análise e interpretação dos dados para uma caracterização geotécnica e geomecânica do maciço rochoso. Assim, neste trabalho, são referidos, de uma forma sucinta, os métodos e as técnicas para tratamento dos dados de terreno, visando a definição das famílias de descontinuidades e a caracterização estatística da sua atitude (recorrendo, na medida do possível, à terminologia e às recomendações propostas pela ISRM, 1978, 1981, pela GSE, 1995 e pelo CFCFF, 1996). Apresentam-se, ainda, os resultados do estudo da rede de fracturação regional, com base na análise morfoestrutural de mapas topográficos e dos reconhecimentos geológicos/geomorfológicos locais. Comparam-se os resultados obtidos à mega- e macro-escala no sentido de averiguar a presença de um padrão de fracturação com dimensão multi-escala. Por fim, discute-se a utilidade desta metodologia e das técnicas associadas para a conceptualização de um modelo geotécnico-geomecânico em meio fracturado.

Na digitalização dos mapas de cartografia regional e local, foi utilizado o programa “OCAD for Cartography version 9.4” e outros programas de Sistema de Informação Geográfica (SIG), tais como, o “Golden Software Surfer (Surface Mapping System) version 8.0”. O “OCAD for Cartography version 9.4” é um programa de Computer-Assisted Design (CAD), em que a digitalização da informação a tratar se efectua em duas fases: a) rasterização, através de um digitalizador, da cartografia existente em vegetal indeformável; b) vectorização da imagem do mapa obtido por rasterização. Este processo pressupõe uma preparação cuidadosa, de acordo com determinadas regras, dos mapas a digitalizar. Para o tratamento de dados dos estudos geológico-estruturais recorreu-se à elaboração de diagramas de densidade de pólos (diagrama de “Schmidt-Lambert”, projecção hemisfério inferior) e diagramas de rosetas. Para o efeito, utilizou-se o programa informático “Dips version 5.1” da Rocscience. O recurso posterior aos Sistemas de Informação Geográfica (SIG) para tratamento de dados foi também alvo de um rigoroso controlo nomeadamente na escolha da cartografia, na sintetização de dados e posterior escolha da simbologia. Recolhida a informação e já em gabinete, procedeu-se ao tratamento de toda a informação e à execução da cartografia temática recorrendo a um Sistema de Informação Geográfica (SIG), através do programa ArcGis e à funcionalidade ArcMap versão 9.1 da “Environmental Systems Research Institute” (ESRI). Seguiram-se os procedimentos, as terminologias e as metodologias

correntemente utilizadas nas plataformas de SIG (e.g., Booth, 2000; Burke et al., 2001; Schuurman, 2001).

Para a presente investigação recorreu-se a equipamentos correntemente disponíveis no Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro, no Centro de Minerais Industriais e Argilas (MIA) da Universidade de Aveiro e no Laboratório de Cartografia e Geologia Aplicada (LABCARGA) do Departamento de Engenharia Geotécnica do Instituto Superior de Engenharia do Porto. Os equipamentos indispensáveis para a execução dos trabalhos de campo foram, entre outros, a bússola com clinómetro, os mapas militares (escala 1/25.000 do Instituto Geográfico do Exército, IGeoE) e geológicos, o equipamento fotográfico, a fita métrica, o martelo de geólogo e o esclerómetro portátil.

2. Caracterização geológico-geotécnica de maciços rochosos

CAPÍTULO 2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA DE MACIÇOS ROCHOSOS

2.1 GENERALIDADES

O Engenheiro ligado às geociências — Engenheiro Geólogo, Engenheiro Geotécnico, Engenheiro de Minas, etc. — durante a sua actividade profissional contacta inevitavelmente com os designados materiais geológicos, i.e., solos e/ou rochas. Estes materiais, devido à sua natureza intrínseca e à diversidade de processos geológicos que envolvem a sua génese, apresentam uma variedade muito vasta de características e propriedades.

Após a realização, em Lisboa, em meados dos anos 60 do Século XX, do I Congresso Internacional da Sociedade de Mecânica das Rochas, emergiu um novo domínio da geologia aplicada — a geologia de engenharia (e.g., Rocha, 1981; Oliveira, 1990; Goodman, 1993; Rogers, 2002) — e amadureceu a Mecânica das Rochas e a Engenharia dos Maciços Rochosos (e.g., Goodman, 1993; Brady & Brown, 2004; Hoek, 2007), bem como uma nova perspectiva da geologia dinâmica, em particular, da geologia estrutural e da tectónica (e.g., Ramsay & Huber, 1983, 1987; Davis & Reynolds, 1996). O geotécnico ligado à engenharia dos maciços rochosos, procurará seguir uma orientação diferente. Aos conceitos fundamentais introduzidos pelos geólogos estruturalistas e aplicados, num quadro mais quantitativo e dinâmico ao nível da aquisição de dados, o geotécnico ver-se-á perante a necessidade de avançar no sentido de apoiar os estudos dos maciços rochosos para obras de engenharia civil e/ou mineiras (e.g., Brady & Brown, 2004; Hoek, 2007). A determinação das características geomecânicas do maciço surge como uma das prioridades em qualquer projecto de engenharia (Dinis da Gama, 1991). Estas posturas de investigação tornaram-se, assim, divergentes embora com áreas de sobreposição e complementares. O geotécnico assentará aliás grande parte da sua linguagem no vocabulário e nas noções básicas das Geociências mas evoluirá no sentido da Resistência dos Materiais e das Mecânicas dos Solos e das Rochas, posicionando-se, definitivamente, na linguagem e na prática do engenheiro (Rocha, 1981; Brown, 1991; Boch, 2006).

Os maciços rochosos e/ou terrosos suportam ou experimentam solicitações promovidas pelas estruturas de engenharia que afectam a sua segurança e desempenho (e.g., Terzaghi, 1965; Brady

& Brown, 2004). Deste modo, para projectar e construir estruturas de engenharia seguras e económicas há necessidade vital de determinar e conhecer as características e as propriedades geológico-geotécnicas dos maciços onde estas são implantadas. Para tal, recorre-se à execução de ensaios de campo e de laboratório, bem como à sua interpretação e adequação ao problema a resolver, no sentido de atingir tal desiderato.

O objectivo de uma investigação de um dado local no âmbito da engenharia de maciços rochosos é criar e estabelecer parâmetros operacionais num quadro amplo a diversas escalas dos aspectos geométricos, mecânicos e construtivos e dos aspectos da segurança operacional de uma estrutura no maciço (Hoek, 2007). Actualmente, os métodos disponíveis para estabelecer, do ponto de vista geotécnico, a investigação de um local deverão incluir uma análise relativa à segurança, prazos de execução e custos envolvidos (Mazzoccola et al., 1997).

É fundamental o acompanhamento técnico sistemático de uma dada obra de engenharia para auxiliar a tomada de decisão, quer nos aspectos mais amplos do projecto quer na resolução de problemas pontuais. Assim, em estudos de caracterização geotécnica e geomecânica de maciços fracturados a contribuição da geologia e da geomorfologia é de extrema importância nas várias fases de qualquer projecto de engenharia de maciços rochosos (e.g., Terzaghi, 1965; Rocha, 1981; Vidal Romaní & Twidale, 1999). De facto, as ferramentas geológicas tradicionais — cartografia geológica, fotogeologia, geologia estrutural e hidrogeologia — quando aplicadas à prospecção geotécnica e geomecânica, perspectivadas num enquadramento geológico regional actualizado, em que se valorizam os trabalhos à escala local baseados em critérios técnico-científicos (e.g., ISRM, 1978, 1981; CFCFF, 1996; González de Vallejo et al., 2002), serão uma ferramenta de excelência, dentro dos seus limites de actuação e de competência, em estudos de engenharia de maciços rochosos. Além disso, em qualquer projecto geotécnico são importantes os pressupostos técnico-científicos referidos na figura 2.1, os quais deverão estar sempre perspectivados numa lógica de gestão económica racional para a sua concretização (Dinis da Gama, 1995; Mazzoccola et al., 1997).

A recuperação de antigas galerias subterrâneas exige um conhecimento tão aprofundado quanto possível, sobre as características geológicas, geotécnicas e geomecânicas dos maciços rochosos em que estão implantadas, para que não surjam situações imprevistas. A caracterização geológico-geotécnica permite apoiar decisivamente a classificação geomecânica de um dado

maciço em termos qualitativos e até quantitativos (e.g., Wickham et al., 1972; Barton et al., 1974; Bieniawski, 1989; Dinis da Gama et al., 1992; Hoek & Brown, 1995; Brady & Brown, 2004; Hoek, 2007). Uma adequada caracterização geotécnica dos maciços rochosos (Rocha, 1981; Brown, 1991; Castells Fernández & Rivas de la Riega, 1997), habilita os técnicos responsáveis a definir os processos recuperação mais económicos e mais seguros, e, também, as tipologias de suporte.

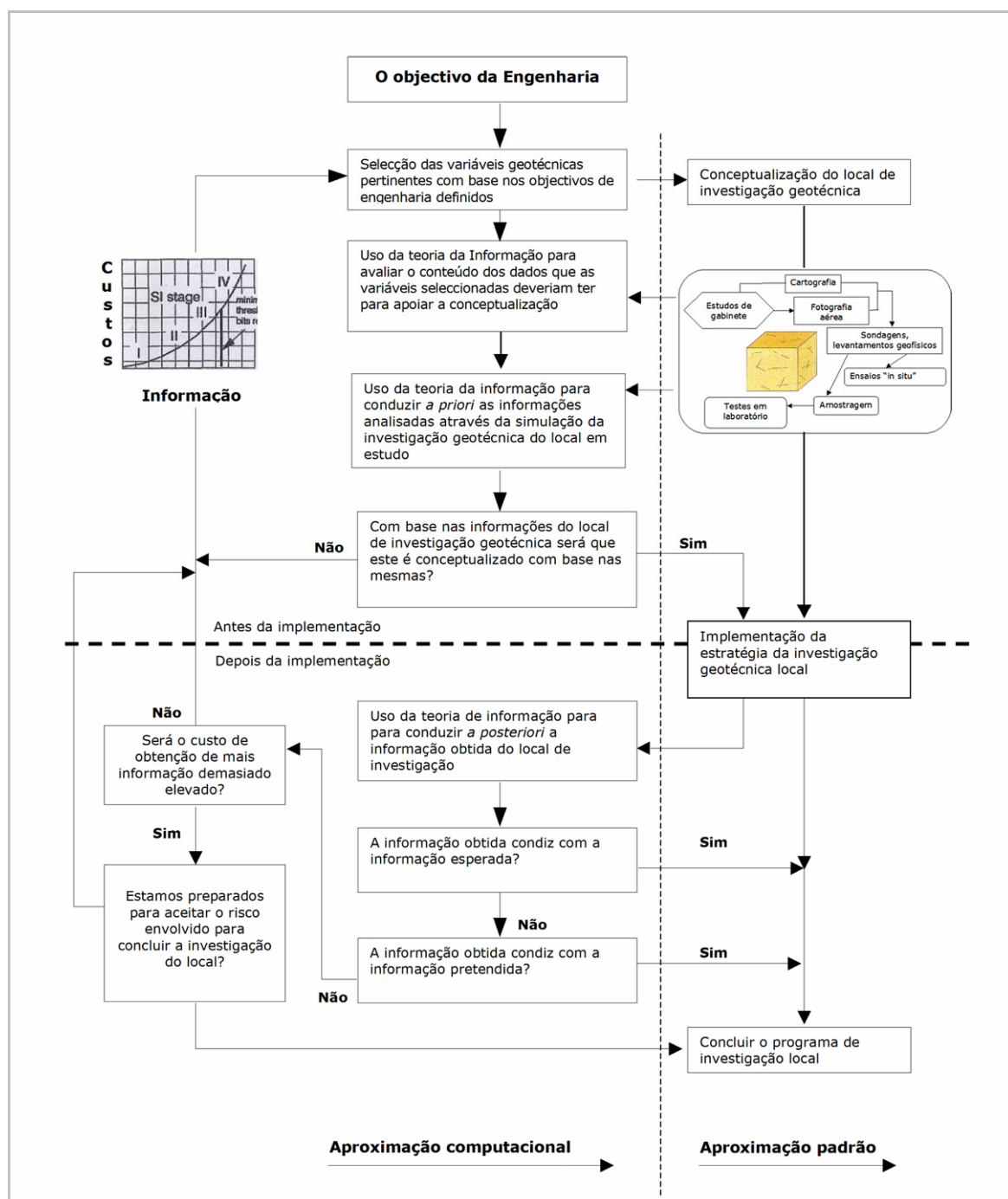


Figura 2.1 - Um esquema para a investigação geotécnica de maciços rochosos de um dado projecto baseado na estratégia de informação (adaptado de Mazzoccola et al., 1997).

De salientar que os tempos dispendidos numa adequada caracterização dos maciços rochosos, podem ser bastante inferiores aos que são gastos em soluções para situações não previstas e que ocorrem, com alguma frequência, no decorrer da recuperação estrutural; refere-se também, que os encargos financeiros resultantes de uma adequada caracterização do maciço rochoso para a recuperação de antigas galerias de exploração mineira, são insignificantes, quando comparados com o custo global da obra, e que tais encargos serão sempre menores que os prejuízos, quer pessoais quer materiais, causados por eventuais acidentes estruturais.

2.2 FASES DO ESTUDO GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO

É prática corrente considerar-se que os estudos geológico-geotécnicos e geomecânicos para a recuperação de antigos georrecursos subterrâneos se desenvolvam nas diversas fases do projecto estando associados aos estudos de reconhecimento “in situ” e que se prolongam para a fase de reforço estrutural e até mesmo de serviço da obra.

Numa primeira abordagem, é fundamental que se realize uma pesquisa bibliográfica que permita analisar todos os antecedentes da exploração mineira, tais como, as matérias-primas exploradas e a forma como se desenvolvia a lavra para que se faça todo o enquadramento geológico-geotécnico estrutural. Esta fase deve ser ainda complementada com uma rigorosa inspecção “in situ” com o objectivo de analisar a existência de perigos eminentes de derrocadas e aluimentos, para que se tomem medidas no sentido de minimizar os perigos para que as fases seguintes de reconhecimento se desenvolvam em segurança.

Na fase de reconhecimento “in situ”, os trabalhos visam, essencialmente, a caracterização da compartimentação do maciço rochoso, realizando o registo das características geométricas e mecânicas de todas as descontinuidades. Os estudos a realizar são apoiados na recolha da informação geológica de base, especialmente a litológica, a geológico-estrutural, incluindo as condições hidrogeológicas e geomorfológicas. No Quadro 2.1 apresenta-se de forma esquemática o conjunto de actividades geológicas e geotécnicas e suas finalidades no âmbito da elaboração do projecto de obras subterrâneas.

Quadro 2.1 - Estudos geológicos e geotécnicos para o projecto de túneis (compilado de Jimeno, 2003).

FASES DO PROJECTO	ESTUDO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO	FINALIDADE
Estudo de Viabilidade	Recolha de toda a informação disponível: topografia, geomorfologia, geologia e hidrogeologia geral Análise das fotografias aéreas e imagens de satélite; fotogeologia Reconhecimento geomorfológico e geológico de superfície: litologia/estratigrafia e geologia estrutural Trabalhos expeditos de prospecção geológica e geotécnica	Localização do túnel – Traçado Modelo geológico
Projecto	Prospecção geofísica, geotécnica e mecânica - Ensaios "in situ" Ensaios de Laboratório	Zonamento geotécnico Classificação geomecânica Definição dos métodos de escavação Definição dos sustimentos primários Melhoramento do terreno Localização dos emboquilhamentos
Construção	Prospecção na frente de avanço Cartografia das superfícies de escavação Registo de ocorrências na obra Observação do comportamento Ensaios "in situ"	Eventual adaptação ao projecto Definição dos sustimentos colocados Detecção de situações anómalas em avanço, nas frentes de escavação
Serviço	Instrumentação e observação	Avaliar comportamento da obra a médio e longo prazo

Na fase de projecto, os estudos visam essencialmente, numa primeira abordagem, o zonamento geotécnico do maciço e a classificação geotécnica das respectivas zonas. Com base nesta informação complementa-se, sempre que possível, com análises de estabilidade feitas com o recurso a métodos e modelos numéricos, procede-se à escolha dos métodos de sustimento e à

definição das condições hidráulicas, nomeadamente as relativas à drenagem do maciço. Nesta fase, os estudos anteriores são complementados com uma campanha de prospecção geotécnica, com recursos a métodos geofísicos, a sondagens, a ensaios “in situ” e a ensaios de laboratório. A informação recolhida e interpretada fornece informações sobre as características geológicas e hidrogeológicas do maciço, os parâmetros de resistência e de deformabilidade do maciço e, ainda, sobre o estado de tensão “in situ”. A partir do momento em que a quantidade de trabalhos de prospecção realizada e a sua distribuição espacial permitam considerar os seus resultados representativos dos terrenos atravessados, é possível fazer um projecto com qualidade satisfatória, que assegure que a possibilidade de ocorrência de situações não detectadas na fase dos estudos no decorrer da obra, seja muito diminuta, permitindo assim lançar a respectiva obra sem grandes riscos. Em regra, como se disse, o projecto só se completa na fase de recuperação em resultado da integração do estudo da informação resultante do acompanhamento da obra. A informação obtida deve ser cartografada e registada.

2.3 DESCONTINUIDADES: NOÇÃO, TIPOS E GÉNESE

Designa-se, usualmente, por descontinuidade qualquer entidade geológica que interrompa a continuidade física de uma dada unidade geológica (Rocha, 1981; Brady & Brown, 2004). Estas entidades são de extrema relevância pois, ao seccionarem um dado maciço rochoso, vão influenciar as propriedades geomecânicas deste, uma vez que lhe conferem um comportamento, em termos de deformabilidade, de permeabilidade e de resistência ao corte, muito diferente do estágio que se pode imaginar como inicial. É, assim, comum em mecânica das rochas o uso do termo descontinuidade como uma designação geral para descrever a maior parte das superfícies estruturais (tais como falha, diaclase, estratificação, xistosidade, etc.) de um dado maciço que mostram uma resistência relativamente baixa à tracção (ISRM, 1978, 1981; Mello Mendes, 1967-68; Rocha, 1981).

O termo descontinuidade referencia, desta forma, qualquer plano de separação no maciço rochoso, podendo este ter origem sedimentar (como as superfícies de estratificação ou laminação), diagenética (como as estruturas filonianas) ou tectónica (como as diaclases e falhas). No Quadro 2.2. apresentam-se os diferentes tipos de descontinuidades, agrupando-se os diferentes tipos de

descontinuidades em sistemáticas, quando aparecem em famílias e em singulares, quando aparece um único plano que atravessa o maciço rochoso.

Quadro 2.2 - Tipos de descontinuidades (adaptado: ISRM, 1981; González de Vallejo et al., 2002).

Descontinuidades	Sistemáticas	Singulares
Planares	<ul style="list-style-type: none"> - Planos de estratificação - Planos de laminação - Planos de xistosidade - Diaclases e fissuras 	<ul style="list-style-type: none"> - Falhas - Filões - Discordâncias
Lineares	<ul style="list-style-type: none"> - Intersecção de descontinuidades planares - Lineações 	<ul style="list-style-type: none"> - Eixos de dobras

Todos os maciços rochosos, para além de serem normalmente estruturas descontínuas e heterogéneas, apresentam, em regra, uma evidente anisotropia. Esta é devida, por um lado à anisotropia do material rochoso e, por outro lado, às famílias de descontinuidades que compartimentam os maciços. Esta última contribuição é, em geral, a mais relevante, não só no que diz respeito à deformabilidade mas também à resistência dos maciços rochosos.

As diaclases são os planos de descontinuidade mais frequentes nos maciços rochosos e correspondem, segundo a ISRM (1978), a superfícies que ocorrem no material-rocha ao longo do qual não existe rejeito entre os blocos. No entanto, o movimento ao longo das diaclases, mesmo sendo praticamente imperceptível, não reúne o consenso na comunidade científica. Para alguns autores, as diaclases com estrias são uma evidência de algum movimento tectónico no maciço. Por outro lado, outros autores consideram que se uma descontinuidade apresenta estrias, então deverá ser classificada como falha. Tipicamente, as diaclases são planas (ou aproximadamente planas), e constituem estruturas planares não-penetrativas, características de um comportamento frágil ou semi-frágil das rochas. Estes planos de rotura ocorrem, assim, em rochas competentes e são típicos

de uma resposta das rochas sujeitas a um estado de tensão, quando estas estão localizadas em níveis geológico-estruturais superiores (Sodré Borges, 2002).

Atendendo à sua origem, distinguem-se vários tipos de diaclases (e.g., Pereira, 1985; Davis & Reynolds, 1996; González de Vallejo et al., 2002):

- Diaclases de origem tectónica associadas a dobramentos e a falhas. No primeiro caso apresentam uma disposição característica (figura 2.1); as diaclases associadas a falhas dispõem-se, normalmente, paralelamente à superfície de falha e com uma frequência que diminui com o aumento da distância da origem da mesma.
- Diaclases em rochas ígneas formadas por contracção durante ou depois do dobramento do corpo ígneo. Apresentam uma disposição característica em três famílias ortogonais entre si (figura 2.3), como é o caso das diaclases com origem em lavas basálticas.

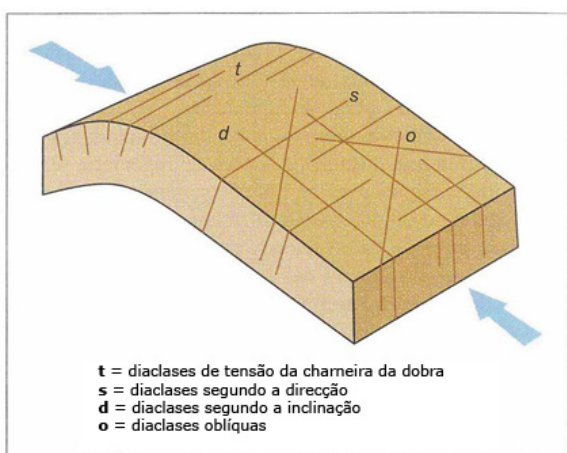


Figura 2.2 - Famílias de diaclases associados a dobras (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).

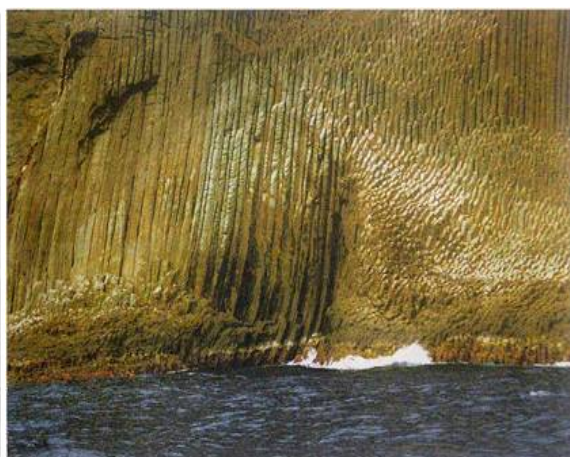


Figura 2.3 - Disjunção colunar em basaltos com diaclases verticais (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).

Os planos de estratificação são as superfícies que limitam os estratos em rochas sedimentares (figura 2.4). Caracterizam-se por serem sistemáticas e com elevada continuidade e cujo espaçamento oscila, geralmente, entre poucos centímetros e vários metros. As superfícies de laminação são descontinuidades sistemáticas que aparecem em rochas sedimentares,

correspondendo aos planos que limitam as lâminas ou níveis mais pequenos de uma sequência sedimentar (figura 2.5).

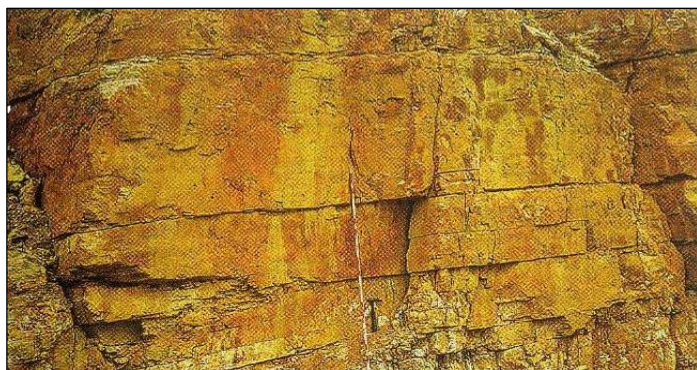


Figura 2.4 - Superfícies de estratificação horizontal num maciço rochoso (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).



Figura 2.5 - Superfícies de laminação em gesso (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).

Os planos de xistosidade são descontinuidades geralmente consideradas como perpendiculares à acção de elevadas tensões de compressão afectando formações geológicas. Podem apresentar uma continuidade regional apreciável. Como o seu próprio nome indica, resultam de fenómenos tectónicos ocorridos a elevadas pressões e temperaturas (figura 2.6). Os planos de separação entre diferentes litologias de um maciço rochoso designam-se por superfícies de contacto litológico. Têm pouca expressão em rochas sedimentares, ao contrário das rochas ígneas nas quais adquirem uma elevada importância, influenciando em grande parte o seu comportamento mecânico, sendo exemplo as estruturas filonianas.

As falhas são descontinuidades epigenéticas que se caracterizam por apresentarem frequentemente grande continuidade no maciço rochoso e por ter havido deslocamento relativo dos dois blocos. O plano de falha designa-se por espelho de falha e é frequente a ocorrência de estrias nas superfícies que deslizaram. Quando os dois blocos estão separados entre si definem uma caixa de falha que pode estar preenchida por outros materiais, muitas vezes resultantes da própria trituração da rocha que escorregou (brecha de falha). Designa-se por falha activa quando esta apresenta, na actualidade, evidências de movimento mensurável, e destas assumem particular relevância as que estão na origem de fenómenos de natureza sísmica. As falhas podem ser

normais, inversas e de desligamento (figura 2.7). A extensão das falhas pode variar entre alguns metros e centenas de quilómetros.

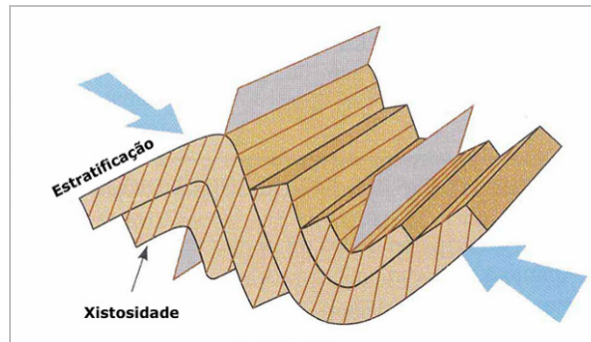


Figura 2.6 - Planos de xistosidade em relação com dobramentos. As setas marcam a direcção de máxima compressão (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).

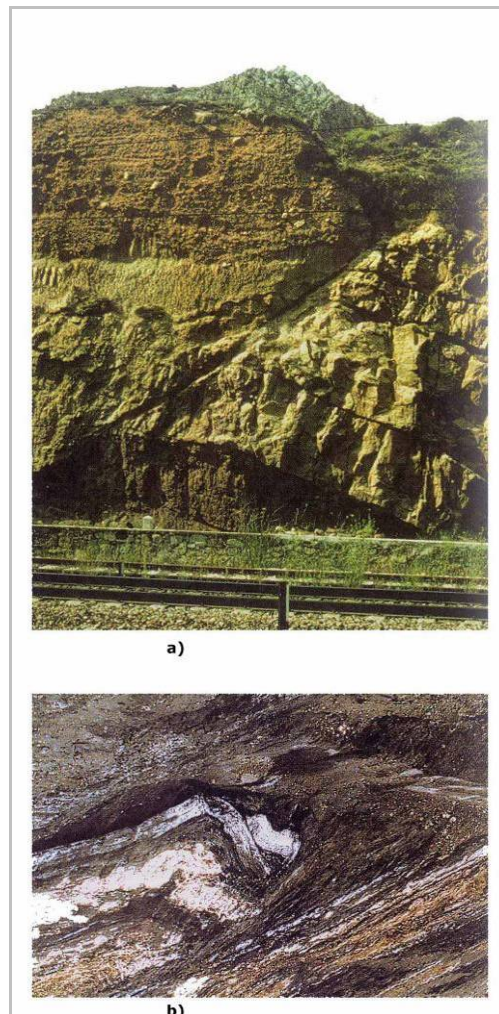


Figura 2.7 - Tipos de falha: a) falha normal b) falha inversa (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).

As diaclases são descontinuidades epigenéticas, ou seja, formadas posteriormente à formação do sedimento. Também elas surgem geralmente na sequência de acções tectónicas ou resultam da descompressão do maciço, de processos de alteração ou por retracção do material. Neste tipo de descontinuidades não se verifica qualquer deslocamento apreciável de um bordo em relação ao outro e, muitas vezes, não apresentam grande continuidade no maciço rochoso. A frequência do aparecimento de diaclases está relacionada com uma série de factores dos quais merecem particular destaque, a litologia (tipo de rocha, porosidade, resistência às acções mecânicas, etc.) e jogo de forças actantes e respectiva magnitude e posicionamento; no entanto, tem influência a própria geometria do maciço.

Do ponto de vista geotécnico, importa determinar a amplitude da abertura da diaclase e a sua variação ao longo do plano de diaclasamento (em particular, verificar se ocorrem, ou não, pontos de contacto entre as duas superfícies separadas pelo diaclasamento). Quando preenchida, a natureza do preenchimento tem de ser muito bem especificada (em particular, as suas características mecânicas). Se a diaclase não estiver preenchida é importante, ainda do ponto de vista geotécnico, caracterizar a sua rugosidade (ISRM, 1981; Sodr  Borges, 2002): verificar se as suas paredes são lisas, estriadas ou polidas e se são planas, onduladas, ou denteadas. Destas características dependerá o comportamento mecânico das descontinuidades.

Na figura 2.8 ilustram-se dois tipos de estruturas típicas das superfícies de diaclasamento (Davis & Reynolds, 1996): as estruturas plumosas (*plumose* ou *hackle-marks*) e as *rib-marks*, cuja g nese tem sido objecto de muita discussão, mas que não estão ainda perfeitamente esclarecida, podendo resultar de diferentes mecanismos.

Diversos mecanismos têm sido avançados para explicar a forma o de diaclases, como por exemplo a actua o de esforços de torço. Prevalece, contudo, a convic o de que as diaclases se repartem por dois tipos principais, quanto   sua origem (e.g., Davis & Reynolds, 1996; Palmstr m, 1995; Sodr  Borges, 2002): diaclases de trac o (ou de extensão) e diaclases de corte (ou de cisalhamento). Na discussão sobre a possibilidade de ocorrência dos dois tipos de diaclases, um dos argumentos fulcrais tem-se centrado   volta das estruturas plumosas observadas nos planos de diaclasamento.

Durante o levantamento tect nico do maciço, possíveis varia es da pressão intersticial presente nas rochas desempenharão um papel fundamental na g nese da fractura o. Consoante o

valor daquela pressão assim a fracturação poderá ser por corte ou por tracção, podendo em situações-limite, oscilar, num mesmo local, entre os dois modos. Então, poder-se-á observar uma típica fractura (veio) de tracção prolongar-se sob a forma de *tension gashes* dispostas em degrau, como é típico das zonas de cisalhamento frágil-dúctil (Sodré Borges, 2002).

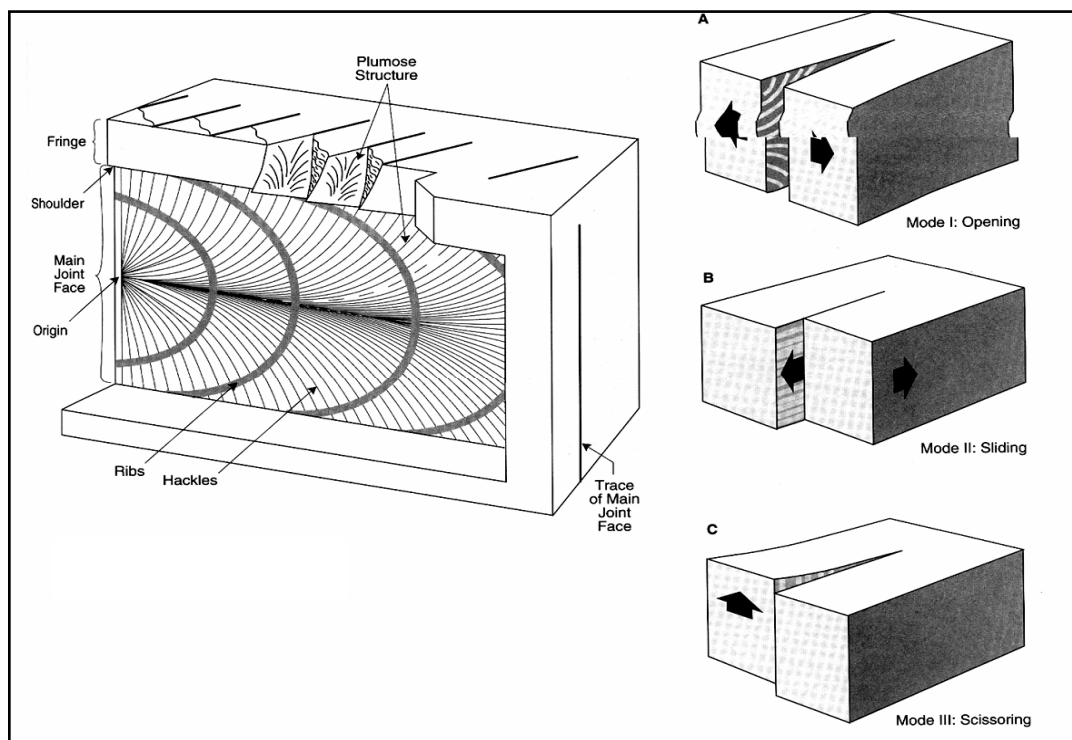


Figura 2.8 - Representação esquemática ideal de uma superfície de diaclasamento representando os principais elementos observáveis em faces expostas do maciço, como por exemplo, as estruturas plumosas típicas em maciços graníticos (adaptado de Davis & Reynolds, 1996). Em A, B e C apresenta-se os 3 modos fundamentais de geração de estrias em diaclasamento, ou seja, em A abertura perpendicular às paredes das superfícies de diaclases, em B deslizamento segundo uma direcção paralela à superfície de deslizamento e perpendicular à frente da fracturação, em C movimento “em tesoura” paralelo à superfície de diaclasamento e à frente da fracturação.

As fracturas observadas numa rocha magmática são, na sua maioria, primárias: resultam da fracturação da crosta, mais ou menos rígida, do corpo ígneo, em resultado do movimento da massa central ainda fluida e, ainda, da sua expansão ou da sua retracção. Tais fracturas são, frequentemente, preenchidas por aplitos ou por minerais de origem hidrotermal, relacionados com o episódio eruptivo. Sendo primárias, não são, verdadeiramente, diaclases e deveriam, antes, ser descritas como veios. No entanto, não é de excluir a ocorrência de verdadeiras diaclases num maciço magmático: elas serão fracturas tardias (relativamente ao episódio magmático), pelo que serão, muito provavelmente, estéreis (ou o seu preenchimento não derivou, directamente, do

mesmo episódio magmático), mas terão uma orientação estreitamente relacionada com a fracturação primária. Na figura 2.9, ilustram-se as “diaclasses” dos tipos mais frequentemente observados num maciço magmático, ordenadas segundo a sua idade provável, da mais antiga para a mais recente. No quadro 2.3, sumariam-se as características dessas mesmas fracturas, segundo a mesma ordenação.

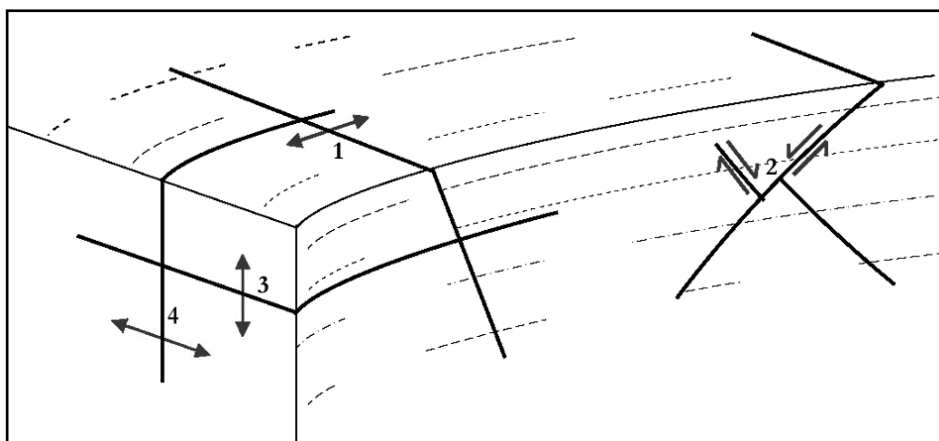


Figura 2.9 - Principais tipos de diaclases, num maciço magmático (Sodré Borges, 2002). 1. Diaclases cruzadas (provavelmente, as primeiramente formadas); 2. Diaclases diagonais; 3. Diaclases sub-horizontais; 4. Diaclases longitudinais (provavelmente, as mais recentes, pós-magmáticas).

Quadro 2.3 - Descrição dos principais tipos de **diaclases** em rochas magmáticas (Sodré Borges, 2002).

DESIGNAÇÃO	ORIENTAÇÃO	PREENCHIMENTO	MECANISMO
Diaclases cruzadas <i>cross-joints, Q-joints</i>	Perpendiculares às linhas de fluxo	Preenchidas. Com estrias de deslizamento.	Tracção associada ao atrito entre a crosta e o magma fluido e, ainda, à possível expansão da intrusão.
Diaclases diagonais <i>diagonal-joints</i>	A 45°, ou mais, das linhas de fluxo	Preenchidas. Com estrias de deslizamento.	Por corte associado às tensões criadas pelo fluxo: tracção ao longo das linhas de fluxo; com pressão, perpendicularmente.
Diacl. sub-horizontais <i>flat-lying joints</i>	Sub-horizontais (nas zonas apicais de domos achatados ou em soleiras)	Preenchidas.	Talvez, por tracção resultante da retracção da massa interna da intrusão, ao arrefecer.
Diacl. longitudinais <i>longitudinal-joints, S-joints</i>	Paralelas às linhas de fluxo (seguem a sua direcção, mas não o seu mergulho)	Raramente preenchidas. Quando preenchidas, contêm minerais estranhos à intrusão	Por tracção, devida a esforços gerados pelo arrefecimento, associados aos causados pela extensão lateral devida ao levantamento tectónico.

2.4 CARACTERIZAÇÃO E COMPARTIMENTAÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO

2.4.1 METODOLOGIA E SISTEMÁTICA

Nos estudos de engenharia geotécnica é importante descrever e caracterizar os maciços rochosos aflorantes e expostos, tendo como objectivo o conhecimento das propriedades e características geotécnicas das rochas do maciço. Estes trabalhos realizam-se durante as primeiras etapas da investigação “in situ”. Os trabalhos de campo permitem fazer a avaliação do comportamento geotécnico dos maciços rochosos, a planificação das fases de investigação mais avançadas e a interpretação dos resultados das mesmas.

A caracterização dos maciços torna-se uma tarefa complexa, devido à grande variedade de condicionantes e propriedades geológico-geotécnicas, especialmente se os materiais rochosos e terrosos estiverem muito fracturados e/ou meteorizados. Em todas as descrições deve-se incluir todos os aspectos e parâmetros que possam ser observados, deduzidos e medidos nos afloramentos.

As descrições dos maciços rochosos com fins geotécnicos necessitam de atenções e medidas adicionais às geológicas; assim se justifica a necessidade de estabelecer uma sistemática que uniformize critérios e facilite a comunicação entre todos os profissionais que tenham de realizar trabalhos semelhantes. Estas descrições podem implicar um certo grau de subjectividade que se deve evitar, na medida do possível, realizando observações sistemáticas e utilizando uma terminologia padronizada (ISRM, 1987, 1981), tendo em conta os seguintes aspectos:

- todos os factores devem ser examinados sistematicamente e numa sequência lógica;
- não se deve omitir nenhuma informação básica sobre o afloramento;
- as descrições devem caracterizar de uma forma precisa o maciço e permitir a dedução da informação mais relevante;
- o número de dados deve ser, se possível, estatisticamente representativo.

A caracterização de cada zona geotécnica deve realizar-se de uma forma objectiva e individualizada, e incluir o estudo da matriz rochosa, das descontinuidades e do conjunto do maciço,

descrevendo tanto as suas propriedades intrínsecas como os factores externos que condicionam o seu comportamento.

A sistemática para a descrição dos maciços rochosos pode-se resumir nas seguintes etapas (ISRM, 1987, 1981):

- descrição das características gerais - geologia estrutural, tipo de descontinuidades, composição mineralógica e textural do material-rocha, grau de alteração;
- divisão em zonas geotécnicas e descrição geral de cada zona - a divisão em zonas mais ou menos homogéneas realiza-se a partir de critérios fundamentalmente litológicos e geológico-estruturais. O número de zonas que se estabelece e a extensão das mesmas dependerá do grau de heterogeneidade dos materiais e estruturas que formam o maciço rochoso. Dever-se-á descrever as características gerais de cada zona (figura 2.10);
- descrição pormenorizada de cada zona geotécnica - a descrição de cada zona é levada a cabo em separado e detalhadamente, o mais objectiva e clara possível, recorrendo-se, normalmente, a uma terminologia recomendada (e.g., ISRM, 1978, 1981; GSE, 1995; CFCFF, 1996);
- descrição dos parâmetros geológicos e geométricos do maciço rochoso - a descrição dos parâmetros do maciço rochoso realiza-se a partir de dados recolhidos em cada estação geológico-geotécnica. Além disso, estabelecem-se parâmetros referentes ao número de famílias de descontinuidades, orientação e características representativas a cada uma delas, determinando sua importância relativa, tamanho e forma dos blocos, grau de alteração, etc.;
- caracterização global e classificação geomecânica do maciço rochoso com o objectivo de definir a qualidade e resistência do maciço, através da quantificação de parâmetros geológico-geotécnicos e modelação físico-matemática.

Nome do projecto:		
Fase de estudo:	Referência:	
Localização e acessos:	Autor:	Data:
Observações:		
Foto	Esquema	
Descrição geológica geral:		
Descrição básica de cada zona geotécnica:		

Figura 2.10 - Um exemplo de uma ficha para descrição e divisão em zonas geotécnicas do maciço rochoso (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).

2.4.2 RECONHECIMENTO GEOLÓGICO

Em termos genéricos, e à semelhança do que se efectua para o restante traçado subterrâneo, procede-se, numa primeira fase, a uma recolha sistemática da informação possível que contemple a área em estudo recorrendo ao estudo selectivo da bibliografia regional, à análise de mapas topográficos e fotografias aéreas e/ou imagens de satélite e, por fim, ao estudo, caso existam, dos relatórios geológicos e geotécnicos preliminares. Posteriormente, efectua-se o reconhecimento geológico e geomorfológico de superfície da área em estudo. Com esta tarefa prioritária, consegue-se estabelecer o desenvolvimento das várias unidades geológicas ocorrentes,

bem como de acidentes geotectónicos (à escala regional e local) que se considerem de importância para o projecto e para a obra.

Os trabalhos de campo nas faces expostas do maciço permitem obter informação necessária para avaliar o comportamento geotécnico dos maciços rochosos, planificar as fases de investigação seguintes e interpretar os resultados que se obtenham das mesmas. A descrição deve incluir todos os aspectos e parâmetros que possam ser observados, deduzidos e medidos nas paredes das galerias.

Assim, a metodologia a seguir para uma correcta descrição do maciço rochoso pode resumir-se nas seguintes etapas:

- Descrição das características geológicas e geomecânicas;
- Divisão em zonas geotécnicas e descrição geral de cada zona;
- Descrição geológico-geotécnica detalhada de cada zona:
 - Material-rocha
 - Descontinuidades
- Descrição dos parâmetros geotécnicos do maciço rochoso.

O estudo geral do maciço deverá incluir a identificação, a descrição das condições gerais das faces expostas do maciço e a caracterização dos vários aspectos geológico-geotécnicos, i.e., o tipo de litologias e do material-rocha, o estado de alteração, o estudo das descontinuidades e as condições hidrogeológicas. Assim, o estudo das características geológico-geotécnicas dos maciços rochosos deverá recorrer à técnica da amostragem linear (e.g., Lamas, 1989; Dinis da Gama et al., 1992; Chaminé & Gaspar, 1995; Chaminé et al., 2001; Brady & Brown, 2004) aplicada à “*Basic Geotechnical Description of Rock Masses*” (ISRM, 1981), ou simplesmente designada por BGD.

A divisão em zonas geotécnicas mais ou menos homogéneas realiza-se a partir de critérios essencialmente litológicos e geológico-estruturais. A descrição de cada zona deve ser o mais objectiva e clara possível, recorrendo-se, normalmente, a uma terminologia recomendada (e.g., *International Society for Rock Mechanics* (ISRM), 1978, 1981, 2007; *Geological Society Engineering*

Group Working Party Report (GSE), 1995; *Committee on Fracture Characterization and Fluid Flow* (CFCFF), 1996) e devendo ser efectuada uma caracterização de forma qualitativa e, sempre que possível, quantitativa. Por outro lado, dá-se uma atenção particular ao estudo das famílias e das características geológico-estruturais das descontinuidades ocorrentes.

2.4.3 CARTOGRAFIA DAS SUPERFÍCIES EXPOSTAS DO MACIÇO

O primeiro passo no estudo da superfície exposta do maciço rochoso deve ser a identificação do mesmo e a sua descrição geral. Posteriormente leva-se a cabo a divisão em zonas — denominadas por zonas geotécnicas — e a descrição das mesmas. É de extrema utilidade a realização de fotografias e desenhos esquemáticos, onde se deverá indicar as características geológico-geotécnicas básicas de cada zona (Oliveira, 1990; Zuquette & Gandolfi, 2004).

Em geral, num maciço rochoso dever-se-á estabelecer distintas áreas com diferentes aspectos e tipos de materiais rochosos, por exemplo, heterogeneidade litológica, elementos geológico-estruturais, grau de fracturação, grau de alteração, etc., o que permitirá uma divisão inicial por zonas ou, até mesmo, em sub-zonas (Zuquette & Gandolfi, 2004). Esta abordagem facilitará as posteriores descrições geológico-geotécnicas e a aplicação sistemática dos procedimentos técnicos julgados adequados.

Em determinadas ocasiões podem existir poucos afloramentos ou estes apresentarem pouca extensão o que dificultará a tarefa de estudo desse maciço. Nestas situações recomenda-se o seguinte (Ferrer & González de Vallejo, 1999; Carvalho & Chaminé, 2004):

- Identificação do afloramento: localização, situação geográfica, acessibilidade, extensão, características geométricas, etc.
- Fotografias e esquemas de campo.
- Descrição geológica geral:
 - caracterização das unidades geológicas regionais e/ou locais;
 - descrição e caracterização das litologias;
 - descrição das macro- e mesoestruturas;
 - traços geológico-estruturais gerais do maciço;

- identificação das zonas alteradas e meteorizadas, bem como das espessuras das mesmas;
 - presença de água, exurgências, etc.
- Divisão em zonas e descrição geral de cada zona geotécnica: o estudo realizar-se-á com base em critérios litológicos e estruturais considerando os sectores mais ou menos homogêneos do afloramento; não é conveniente estabelecer demasiadas zonas.
- Identificação de zonas singulares: são aquelas zonas, com a existência de elementos estruturais não sistemáticos, que não se repetem no maciço e, por isso, têm influência nas suas propriedades e comportamento geomecânico; por exemplo, falhas, filões, zonas de brecha, cavidades, zonas de fluxo de água, etc. Estas zonas devem ser tratadas e descritas de forma individualizada.

Os mapas geotécnicos constituem um método em Engenharia Geotécnica e Geologia Aplicada para representar, cartograficamente, informação geológica e geotécnica para fins de planeamento e de ordenamento do território e, bem assim, para o projecto, a construção e a manutenção de obras de engenharia. Estes mapas incluem dados sobre as características e propriedades de superfície e de sub-superfície de uma determinada região que permitem avaliar o seu comportamento dos problemas geológico-geotécnicos (IAEG, 1981a,b, 2005).

Os mapas geotécnicos devem considerar os seguintes aspectos gerais de interesse na Engenharia Geotécnica (González de Vallejo et al., 2002):

- descrição e classificação geotécnica dos materiais terrosos e rochosos;
- propriedades físicas e mecânicas dos materiais;
- condições hidrogeológicas;
- processos geomorfológicos e geodinâmicos.

Os mapas geotécnicos são de extrema importância para os seguintes campos (UNESCO, 1976; IAEG, 1981a,b, 2005; González de Vallejo et al., 2002; Zuquette & Gandolfi, 2004), a saber:

- **Planeamento do território** (regional, local e urbano)
 - escalas pequenas ou médias; incluem informação sobre os factores com incidência construtiva, necessária para conhecer os problemas relacionados com fundações, escavações, estabilidade de terrenos, recursos naturais, reservas de água e armazenamento de resíduos.
- **Obras de engenharia** (e.g., estradas, caminhos de ferro, túneis e barragens)
 - estudos prévios ou de viabilidade para selecção de traçados;
 - informação e dados para o projecto e construção de uma obra.

A cartografia geotécnica é constituída por uma série de cartas, a saber:

- Cartas de factores
- Cartas de síntese:
 - * Cartas de zonamento geotécnico
 - * Cartas de aptidão.

Os mapas geotécnicos incluem, entre outras, informações várias sobre os materiais geológicos, dados geomorfológicos e hidrogeológicos, dados quantitativos dos diferentes componentes do meio geológico, das propriedades físicas e mecânicas dos materiais e informações interpretativas para sua aplicação geotécnica.

Independentemente do tipo de mapa, estes devem incluir uma série de informação básica (IAEG, 1981a,b, 2005):

- Topografia e toponímia.
- Distribuição e descrição litológica das unidades geológicas.
- Espessuras dos solos, formações superficiais e rochas alteradas.
- Descontinuidades e dados geológico-estruturais.
- Classificação geotécnica de solos e rochas.

- Condições hidrogeológicas.
- Condições geomorfológicas.
- Processos dinâmicos.
- Investigações prévias existentes.
- Riscos geológicos.

2.4.4 PARÂMETROS DOS MACIÇOS ROCHOSOS

Para a caracterização global do maciço rochoso a partir dos dados obtidos no estudo dos afloramentos, juntamente com a descrição dos seus componentes, da matriz-rochosa e das descontinuidades, devem ser considerados outros aspectos representativos do conjunto, tais como:

- número e orientação das famílias de descontinuidades;
- tamanho de blocos e intensidade da fracturação;
- grau de alteração.

O comportamento mecânico do maciço rochoso e os seus mecanismos de rotura estão condicionados, em grande parte, pelo número de famílias de descontinuidades. A intensidade do grau de fracturação e o tamanho dos blocos da matriz rochosa são dados pelo número de famílias de descontinuidades e pelo espaçamento de cada família. Cada uma das famílias fica caracterizada pela sua orientação no espaço, pelas suas propriedades e características dos planos estruturais.

A orientação média de uma família avalia-se, como se referiu anteriormente, mediante técnicas de projecção estereográfica ou de diagramas de rosetas, a partir de dados das medições de campo para cada descontinuidade. Actualmente existem programas informáticos para realizar este tipo de trabalho de uma forma rápida e exacta, como é o caso do programa utilizado neste trabalho, o “*Dips version 5.1*” da Rocscience.

O maciço pode classificar-se pelo número de famílias, variando entre maciços rochosos maciços com apenas uma família de descontinuidades e maciços com três ou mais famílias de descontinuidades (quadro 2.4).

Tipo de maciço rochoso	Número de famílias
I	Maciço compacto, com algumas descontinuidades ocasionais dispostas aleatoriamente.
II	Uma família de descontinuidades.
III	Uma família de descontinuidades e ainda algumas descontinuidades ocasionais dispostas aleatoriamente.
IV	Duas famílias de descontinuidades.
V	Duas famílias de descontinuidades e ainda algumas descontinuidades ocasionais dispostas aleatoriamente.
VI	Três famílias de descontinuidades.
VII	Três famílias de descontinuidades e ainda algumas descontinuidades ocasionais dispostas aleatoriamente.
VIII	Quatro ou mais famílias de descontinuidades.
IX	Maciço de rocha esmagada, com o aspecto idêntico ao de um solo.

Quadro 2.4 - Classificação de maciços rochosos pelo número de famílias de descontinuidades (ISRM, 1981).

As famílias de descontinuidades podem ser representadas graficamente mediante a construção de bloco-diagramas, permitindo assim a visualização espacial da sua orientação relativa e do tamanho e forma dos blocos de matriz rochosa (figura 2.11).

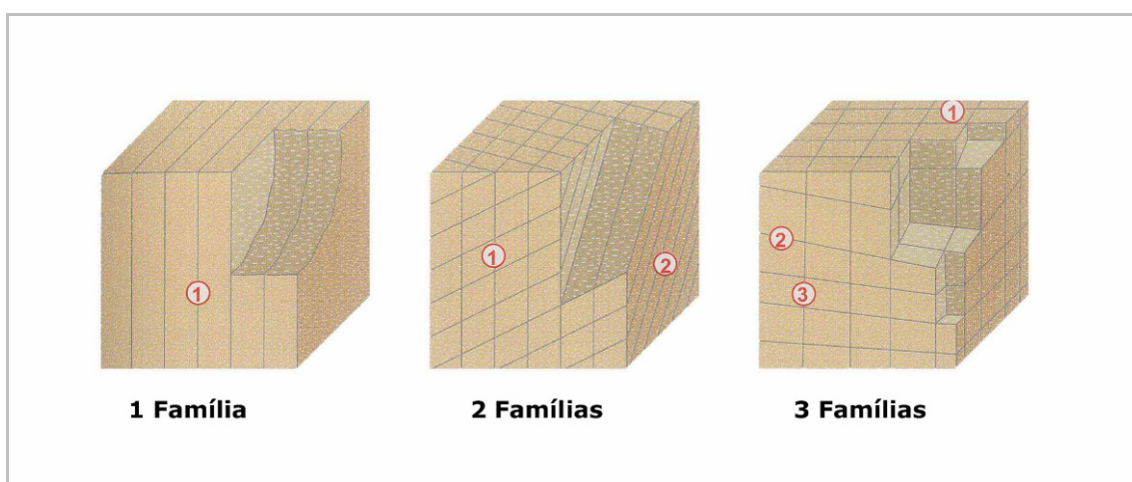


Figura 2.11 - Representação do número de famílias mediante bloco-diagramas (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).

O tamanho do bloco unitário é, em muitos aspectos da geotecnia, um dos parâmetros mais críticos a determinar para os maciços rochosos. No entanto, em vários casos, torna-se um parâmetro difícil de quantificar, sendo por vezes impossível a sua determinação por métodos expeditos. Como consequência, a estimativa do bloco unitário é tipicamente realizada e incorporada nas classificações dos maciços rochosos. Conceptualmente, a determinação deste parâmetro pode-se considerar como produto de três parâmetros geotécnicos simples (Rocha, 1981; Pereira, 1985): a orientação dos sistemas de descontinuidades, o espaçamento real (espaçamento perpendicular entre diaclases de uma mesma família) e a persistência. Dependendo da variação destes parâmetros, são duas as soluções possíveis: i) verifica-se o aparecimento de famílias de descontinuidades que conseguem delimitar um bloco unitário; ii) em alternativa a massa rochosa não possui uma fracturação que possibilite o aparecimento dos blocos. Dos três parâmetros referidos a orientação e o espaçamento são os mais fáceis de quantificar.

A importância depositada sobre a determinação do bloco unitário, pelas classificações de maciços rochosos, é significativa. O mesmo acontece na abertura de túneis e no desmonte de rocha, onde, no primeiro caso, este parâmetro geomecânico, determina em parte onde esta abertura poderá ocorrer ou não. No que diz respeito ao desmonte de rocha torna-se necessário o conhecimento do bloco unitário, uma vez que, com este parâmetro poder-se-á contribuir para a optimização do diagrama de fogo.

O tamanho dos blocos que formam o maciço rochoso condiciona de forma definitiva o seu comportamento, suas propriedades resistentes e deformações. A dimensão e forma dos blocos estão definidas pelo número de famílias de descontinuidades, a sua orientação, o seu espaçamento e continuidade. Assim, a forma do bloco unitário é determinada a partir da orientação das descontinuidades e do número de famílias, enquanto que a dimensão do bloco é determinada pelo seu espaçamento, continuidade e número de famílias das descontinuidades.

A determinação do tamanho do bloco realiza-se, normalmente, das seguintes formas (ISRM, 1978; González de Vallejo et al., 2002):

- Mediante o índice do tamanho do bloco I_b ("Block Size Index"), que representa as dimensões médias dos blocos tipo medidos no afloramento. Por exemplo, no caso duma rocha sedimentar com planos de estratificação e com famílias de descontinuidades perpendiculares entre si, o índice I_b seria definido por:

$$I_b = (e_1 + e_2 + e_3)/3 \quad [1]$$

Sendo e_1 , e_2 e e_3 os valores médios do espaçamento das três famílias de descontinuidades.

- Mediante o parâmetro J_v , que representa o número total de descontinuidades que interceptam uma unidade de volume (1 m^3) do maciço rochoso. Uma vez que existe dificuldade em observar tridimensionalmente um afloramento, o valor de J_v determina-se através de contagem de descontinuidades de cada família que interceptam uma longitude determinada, medindo perpendicularmente a direcção de cada uma das famílias (atribui-se um factor de correcção em relação à direcção aparente):

$$J_v = \sum \frac{\text{n.º descontinuidades}}{\text{comprimento medido}} \quad [2]$$

Por um exemplo, para um maciço com 3 famílias de descontinuidade (J_1 , J_2 e J_3):

$$J_v = (n.º J_1/L_1) + (n.º J_2/L_2) + (n.º J_3/L_3) \quad [3]$$

O comprimento a medir dependerá do espaçamento de cada família, variando normalmente entre 5 e 10 metros. A forma mais rápida, apesar de menos exacta, será através da estimativa do valor J_v contando o número total de descontinuidades que intersectam um dado comprimento L , correspondendo este valor a uma frequência, λ :

$$\lambda = \frac{\text{número de descontinuidades}}{L(m)} \quad [4]$$

ou

$$\lambda = \frac{1}{\text{Espaçamento médio de descontinuidades (m)}} \quad [5]$$

O valor de J_v relaciona-se com o tamanho dos blocos segundo o quadro 2.5. Os valores maiores que 60 correspondem a um maciço rochoso esmagado.

Quadro 2.5 - Classificação do tamanho dos blocos de material-rocha com base no índice volumétrico (ISRM, 1981).

Descrição	J_v (descontinuidade/m ³)
Blocos muito grandes	< 1
Blocos grandes	1 – 3
Blocos médios	3 – 10
Blocos pequenos	10 – 30
Blocos muito pequenos	> 30

O quadro 2.6 apresenta uma classificação do maciço rochoso em função da forma e tamanho de bloco e da intensidade de fracturação.

Quadro 2.6 - Classificação de maciços rochosos em função do tamanho e forma de blocos (ISRM, 1981).

Classe	Tipo	Descrição
I	Compacto	Poucas descontinuidades ou espaçamento muito largo.
II	Cúbico	Blocos aproximadamente equidistantes.
III	Tabular	Blocos com uma dimensão (normalmente segundo a horizontal) consideravelmente menor que as outras duas.
IV	Colunar	Blocos com uma dimensão (normalmente segundo a vertical) consideravelmente maior que as outras duas.
V	Irregular	Grandes variações no tamanho e forma dos blocos.
VI	Esmagado	Blocos com dimensões bastante pequenas.

O **grau de fracturação** expressa-se habitualmente pelo índice *RQD* (*Rock Quality Designation*). Apesar da sua utilidade prática, este índice não considera aspectos como a orientação, o espaçamento, os preenchimentos e outras condições das descontinuidades, logo não será suficiente para descrever as características da fracturação dos maciços rochosos. O índice *RQD* pode estimar-se em afloramentos a partir de correlações empíricas como a de Palmstrom (1975) (*in* ISRM, 1981):

$$RQD = 1153 - 3,3 * J_v \quad \text{para } J_v > 4,5 \quad [6]$$

$$RQD = 100 \quad \text{para } J_v \leq 4,5$$

Por exemplo, para um maciço rochoso de qualidade aceitável com um *RQD* de 65%, o valor correspondente de J_v é de 15; no entanto para um maciço rochoso de qualidade má, com *RQD* de 30, J_v terá um valor 26.

O valor do índice de *RQD* também se determina a partir da frequência das descontinuidades, λ , mediante a seguinte expressão que proporciona o valor teórico mínimo do *RQD*:

$$RQD \approx 100 \exp^{(-0,1*\lambda)} (0,1*\lambda + 1) \quad [7]$$

donde λ é a inversa do espaçamento médio das descontinuidades.

A evolução do grau de alteração do maciço rochoso realiza-se por observação directa do afloramento e comparação com os índices padrão recorrendo ao quadro 2.7. No geral, dever-se-á fragmentar um pedaço de rocha para se analisar o estado da matriz rochosa.

Quadro 2.7 - Evolução do grau de alteração do maciço rochoso (adaptado da ISRM, 1981).

Grau de alteração	Nomenclatura		Significado	
Sã ou não alterada	W₁	W₁₋₂	Não se observam sinais de alteração na matriz rochosa.	- Sã e compacta - Descontinuidades fechadas
Ligeiramente alterada	W₂		Mudanças na cor original da matriz rochosa (descoloração).	- Permeabilidade é praticamente nula
Moderadamente alterada	W₃	W₃	Menos de metade do material rochoso está decomposto e/ou desagregado num solo, mantendo-se a petrofábrica original.	- Maciço mais ou menos são - Intersectado por descontinuidades abertas
Muito alterada	W₄	W₄₋₅	Mais de metade do material rochoso está decomposto e/ou desagregado num solo; a rocha é muito friável.	- Zona alterada a muito alterada ou mesmo decomposta - Permeabilidade do tipo intersticial
Completamente alterada	W₅		Todo o material rochoso está muito decomposto e/ou desagregado num solo residual.	- Pode coexistir uma circulação fissural

* por vezes, na bibliografia é referenciada o termo **W₆** (ISRM, 1978; G.S.E., 1995), i.e., desagregação total do maciço podendo ser considerado como um autêntico solo residual.

2.4.5 PARÂMETROS GEOLÓGICOS-GEOTÉCNICOS DAS DESCONTINUIDADES

As discontinuidades condicionam de uma forma definitiva as propriedades e a compartimentação dos maciços rochosos em termos de resistência, de deformabilidade e de coeficiente hidráulico. A resistência ao corte nas discontinuidades é o aspecto mais importante na determinação da resistência dos maciços rochosos fracturados e para a sua correcta avaliação é necessário definir as características e as propriedades dos planos de discontinuidades.

A “*Basic Geotechnical Description of Rock Masses*” [BGD] (ISRM, 1981) surgiu com a necessidade de colmatar os seguintes aspectos:

- Criar uma normalização, ao nível da terminologia e das recomendações, que permitissem ao geotécnico (seja, com um perfil de Geólogo de Engenharia, de Engenheiro Geotécnico, de Engenheiro Geólogo, de Engenheiro Civil (ramo Geotecnia), de Engenheiro de Minas, etc.) transmitir uma caracterização geral de um dado maciço rochoso de modo a serem inteligíveis pelo espectro alargado das formações técnico-científicas supracitadas;
- Conter a maior quantidade possível de informação de interesse, para a descoberta de novas soluções, relacionadas com os problemas de engenharia de maciços rochosos;
- Sempre que possível utilizar, descrições simples e padronizadas, em vez, de observações isoladas e personalizadas.

A figura 2.12 apresenta o equipamento de campo básico para estudos de compartimentação de maciços rochosos recorrendo à técnica de amostragem linear aplicada a estudos geotécnicos e geomecânicos.

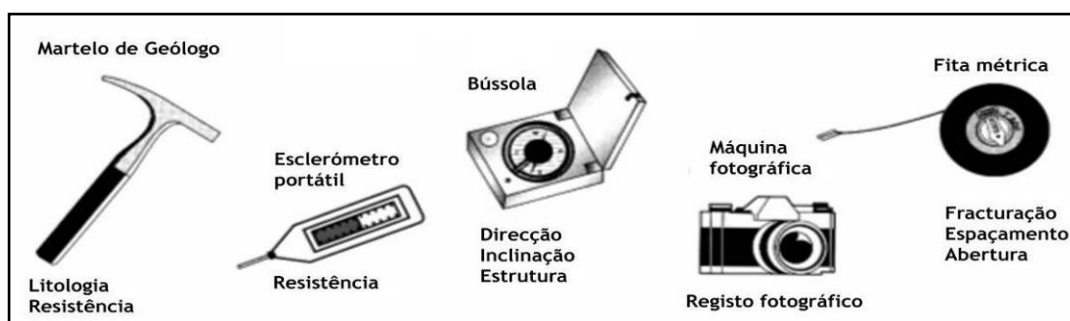


Figura 2.12 - Equipamento de campo básico para o levantamento pela técnica de amostragem linear aplicada a estudos geotécnicos e geomecânicos (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).

O estudo geral de um maciço rochoso deverá incluir a identificação, a descrição das condições gerais do afloramento e a caracterização dos vários aspectos geológico-geotécnicos, i.e., o tipo de litologias e de material-rocha, o estado de alteração, o estudo das descontinuidades e as condições hidrogeológicas. A divisão em zonas geotécnicas mais ou menos homogéneas realiza-se a partir de critérios essencialmente litológicos, geológico-estruturais e geotécnicos. A descrição de cada zona deve ser a mais objectiva e clara possível, recorrendo-se, normalmente, a uma terminologia recomendada para efeitos de geologia aplicada à engenharia (e.g., ISRM, 1978, 1981; GSE, 1995; CFCFF, 1996).

Na descrição das diferentes famílias de descontinuidades num maciço rochoso inclui-se as seguintes parâmetros geológico-geotécnicos (figura 2.13):

- atitude geológica (directão/inclinação);
- espaçamento;
- continuidade ou persistência;
- rugosidade;
- resistência da parede das descontinuidades;
- abertura;
- enchimento;
- grau de alteração;
- percolação.

Alguns destes parâmetros, como a rugosidade, a abertura e o enchimento, determinam o comportamento mecânico e a resistência dos planos de descontinuidade, a descrição e medições destes parâmetros são realizados, em regra, no campo.

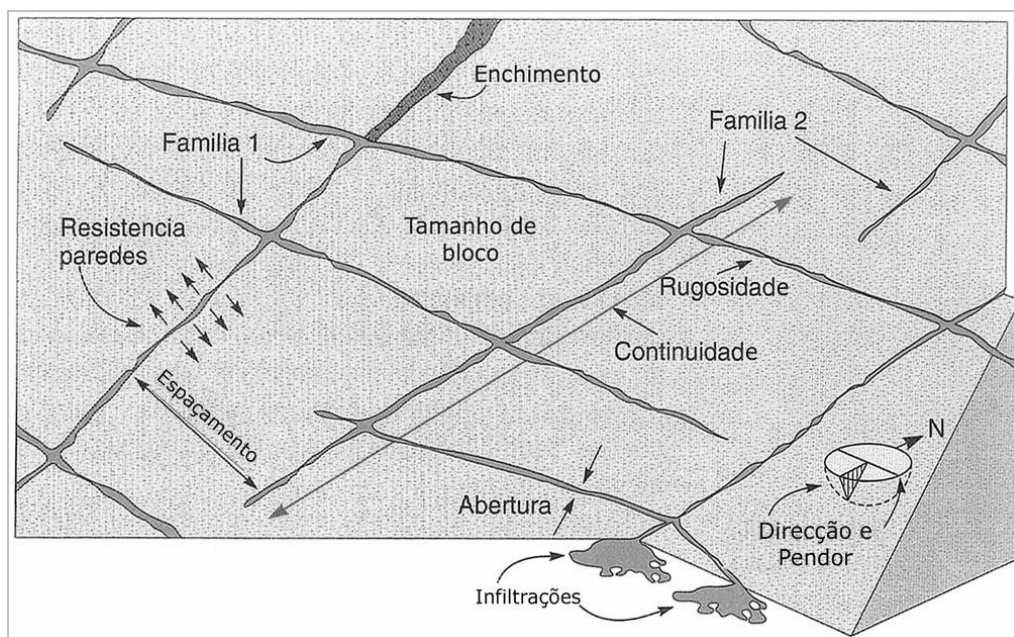


Figura 2.13 - Representação esquemática das propriedades geológico-geotécnicas das descontinuidades (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).

2.4.5.1 Atitude geológica (direcção / inclinação)

As descontinuidades sistemáticas apresentam-se em famílias com atitude e características geológico-estruturais mais ou menos homogêneas. A orientação relativa e o espaçamento das diferentes famílias de um maciço rochoso definem a forma de blocos existentes no maciço. Assim, a atitude de uma descontinuidade (figura 2.14) é definida pela **direcção**, i.e., o ângulo que a descontinuidade faz em relação ao Norte (magnético) e pela **inclinação** que corresponde ao ângulo formado com a horizontal pela linha de maior declive do plano no quadrante em questão (variando entre 0° e 90°). A medição da atitude das descontinuidades realiza-se através de uma bússola com clinómetro (ou “bússola de geólogo”).

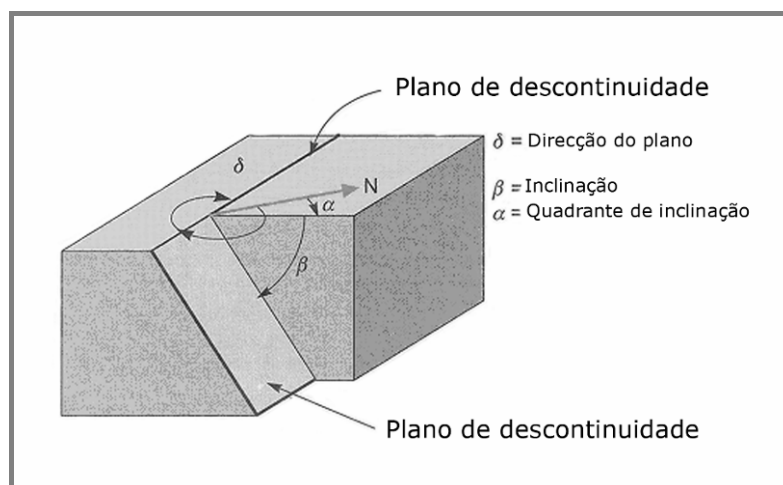


Figura 2.14 - Avaliação da atitude geológica de uma descontinuidade (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).

No estudo de um maciço rochoso é aconselhável medir um número suficiente de descontinuidades para definir cada família. O número de medidas dependerá da dimensão da zona estudada, da aleatoriedade das orientações dos planos e dos detalhes em análise adequados ao caso em estudo. Se as orientações são relativamente constantes poder-se-á reduzir o número de medidas. Assim, considera-se família de descontinuidades como o conjunto de todas as descontinuidades que apresentam idêntica orientação (Rocha, 1981).

A representação gráfica da orientação das diferentes famílias de descontinuidades pode ser realizada mediante:

- Diagramas estruturais (nomeadamente os diagramas de contorno estrutural e os diagramas de rosetas), permitem uma visão geral das famílias e sua orientação. Os diagramas de rosetas permitem representar e visualizar as orientações das famílias principais (figura 2.15) Recorrendo à projecção estereográfica (em regra, hemisfério inferior e rede estereográfica de *Schmidt-Lambert*), pode-se representar os pólos e os planos estruturais das diferentes famílias (figuras 2.16 e 2.17).
- Símbolos em mapas geológicos, que indicam o valor médio da direcção e o valor de inclinação para os diferentes tipos de descontinuidades (juntas ou diaclases, falhas, xistosidades, etc.).

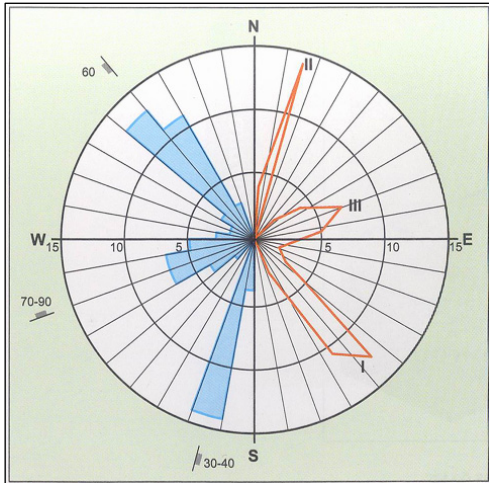


Figura 2.15 - Representação esquemática de dados estruturais num diagrama de rosetas (adaptado da ISRM, 1981; González de Vallejo et al., 2002).

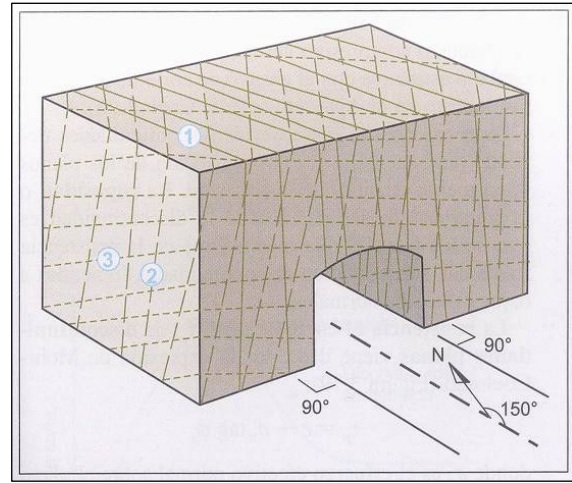


Figura 2.16 - Representação das famílias principais em bloco diagrama (adaptado da ISRM, 1981; González de Vallejo et al., 2002).

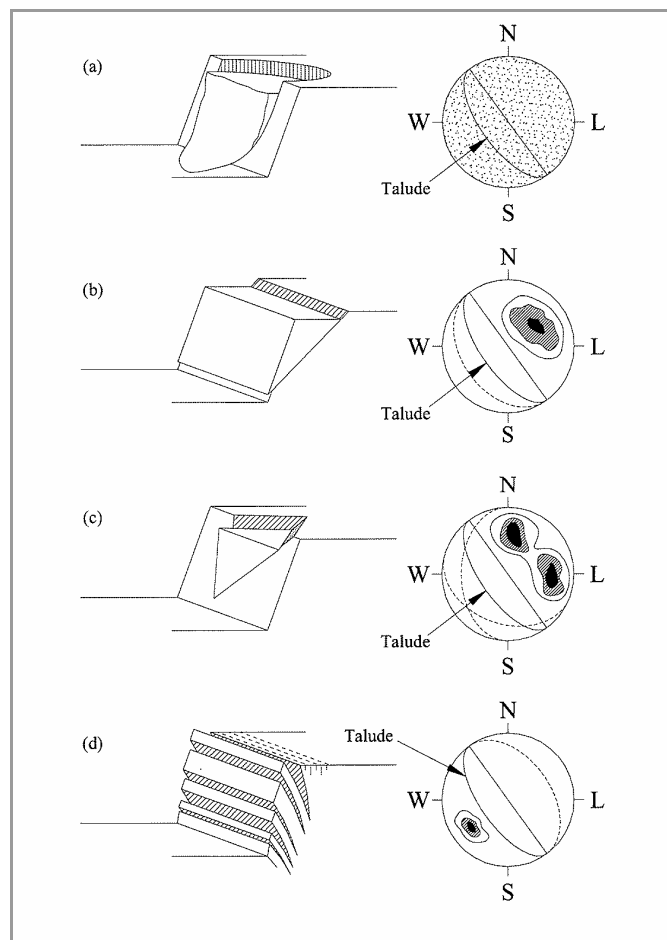


Figura 2.17 - Mecanismos de ruptura característicos em taludes, com o estereograma característico, do tipo: a) circular; b) planar; c) cunha; d) tombamento (adaptado de Hoek & Bray, 1981).

2.4.5.2 Espaçamento

O espaçamento é a distância média medida na perpendicular entre os planos de descontinuidade da mesma família. O espaçamento das descontinuidades, especialmente no caso das diaclases, condiciona:

- o tamanho individual dos blocos de rocha intacta. Se o maciço tiver uma fracturação muito apertada reúnem-se condições para que o seu comportamento se aproxime do evidenciado por materiais de natureza granular;
- em casos excepcionais, um espaçamento apertado pode modificar o tipo de rotura da massa rochosa, ou seja, de uma rotura planar para uma rotura circular;
- tal como no caso da atitude, a importância do espaçamento aumenta quando outras condições para a deformação estiverem presentes. Por exemplo, a reduzida resistência ao corte e um número suficiente de descontinuidades combinam-se para que um escorregamento possa ocorrer;
- o espaçamento individual de descontinuidades e a associação de várias famílias, influenciam fortemente a permeabilidade do maciço e as suas características de percolação.

A figura 2.18 apresenta a proposta da ISRM (1981) para a medição do espaçamento entre descontinuidades, devendo seguir-se as recomendações que conduzem à sua avaliação.

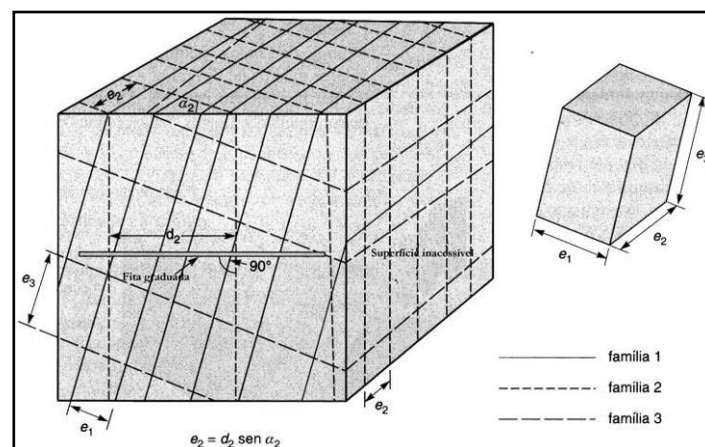


Figura 2.18 - Medição do espaçamento entre descontinuidades a partir de uma face exposta do maciço (adaptado da ISRM, 1981; González de Vallejo et al., 2002).

A medição deste parâmetro é geralmente realizada com o auxílio de uma fita graduada (Lamas, 1993; Chaminé & Gaspar, 1995; Brady & Brown, 2004) e deve ser feita ao longo de um comprimento que seja suficientemente representativo da frequência de descontinuidades.

A ISRM (1978, 1981) propõe que seja utilizada uma terminologia para caracterizar os maciços em função do espaçamento das descontinuidades (quadro 2.8). A figura 2.19 apresenta exemplos de descontinuidades com diferentes espaçamentos.

Quadro 2.8 - Terminologia para caracterizar os maciços em função do espaçamento das descontinuidades segundo a ISRM (1978, 1981).

Intervalos (cm)	Simbologia		Designações	
> 200	F ₁	F ₁₋₂	Muito afastadas	Afastadas
60 – 200	F ₂		Afastadas	
20 – 60	F ₃	F ₃	Medianamente afastadas	Medianamente afastadas
6 – 20	F ₄	F ₄₋₅	Próximas	Próximas
< 6	F ₅		Muito próximas	

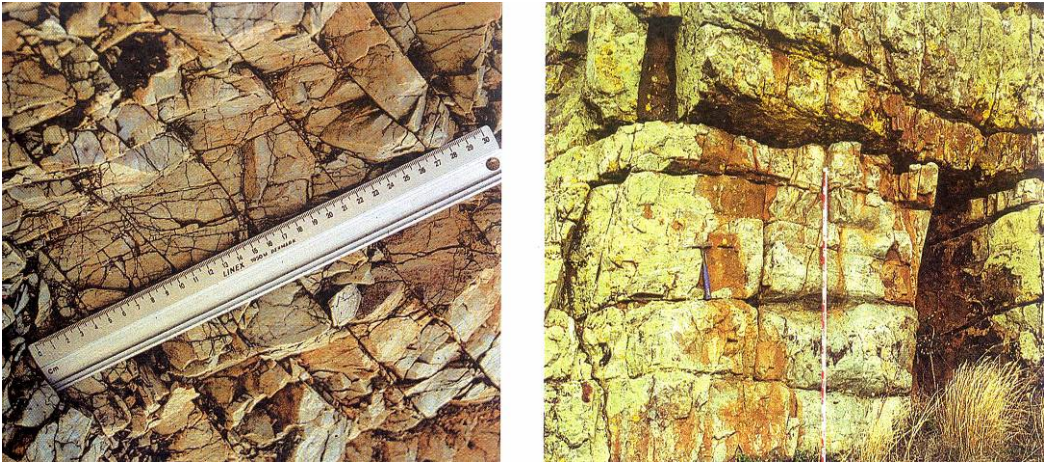


Figura 2.19 - Exemplos de descontinuidades com espaçamentos diferentes (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).

2.4.5.3 Continuidade ou Persistência

A continuidade ou persistência de um plano de descontinuidades é medida segundo o seu traço no plano de observação. É um parâmetro de grande importância mas de difícil quantificação a partir da observação de afloramentos, onde se conseguem visualizar os traços dos planos de descontinuidade segundo uma inclinação aparente. A continuidade das descontinuidades é muitas vezes determinante para definir as características mecânicas de potenciais superfícies de ruptura. No caso de taludes rochosos e fundações de barragens é de enorme importância tentar avaliar o grau de continuidade das descontinuidades que apresentam orientação desfavorável à estabilidade. As diferentes famílias de descontinuidades devem ser classificadas relativamente à sua continuidade, podendo utilizar-se os termos *contínua*, *sub-contínua* e *descontínua* para as distinguir. A figura 2.20 ilustra de forma simplificada a aplicação dos diferentes termos.

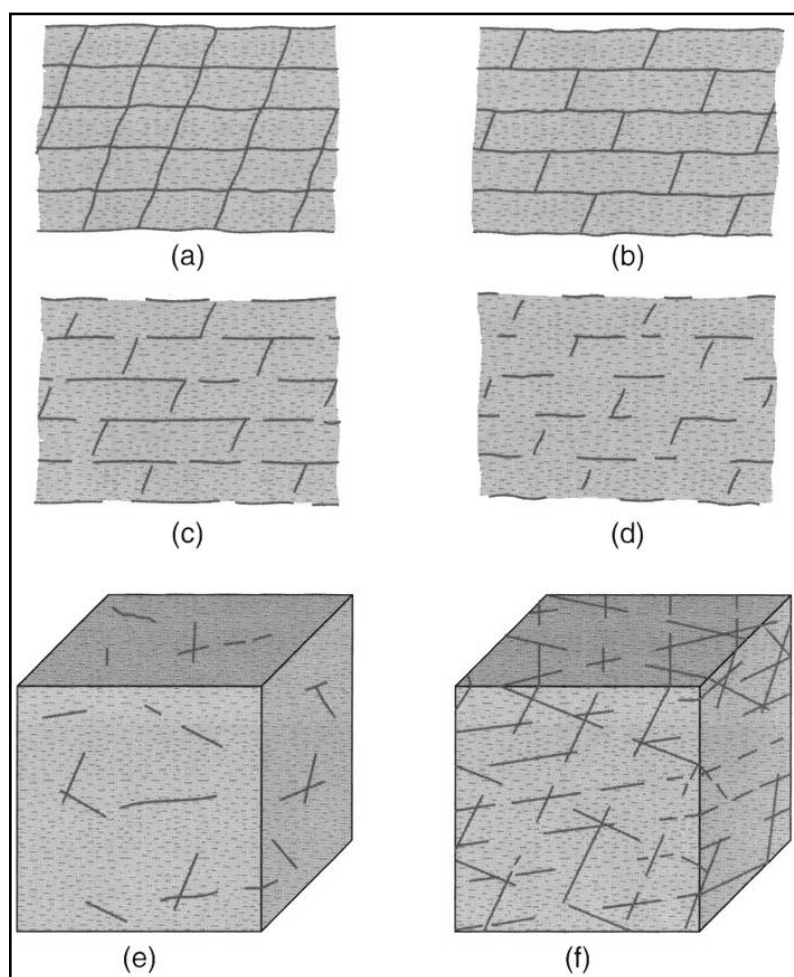


Figura 2.20 - Representações simples de blocos diagramas esquemáticos indicativos da continuidade de várias famílias de fracturas (adaptado da ISRM, 1981; González de Vallejo et al., 2002).

A medição da continuidade realiza-se mediante a utilização de uma fita graduada. É importante destacar as famílias mais contínuas, uma vez que geralmente, serão estas que condicionam os planos de rotura do maciço rochoso. A ISRM (1978, 1981) definiu o conceito de persistência, traduzido pelo comprimento das interações (L) da família de descontinuidades em estudo, numa superfície exposta e estabeleceu cinco termos (quadro 2.9).

Quadro 2.9 - Descrição da continuidade das descontinuidades (ISRM, 1981).

Continuidade	Distância (m)
Muito pouco contínuas	< 1
Baixa continuidade	1 – 3
Continuidade média	3 – 10
Continuidade alta	10 – 20
Continuidade muito alta	> 20

2.4.5.4 Rugosidade

A rugosidade de um plano de descontinuidade determina a resistência ao corte, assim quanto maior for rugosidade maior será a resistência. A ondulação e a rugosidade dos planos podem controlar as possíveis direcções de deslocamento relativo dos blocos. Estas características definem a resistência ao corte para as distintas direcções, i.e., a resistência pode ser muito variável segundo a direcção do movimento. Consoante a direcção e intensidade dos sucessivos campos de tensões a que as descontinuidades estiveram submetidas, estas poderão apresentar várias ordens de ondulações. Quando as paredes das descontinuidades se encontram em contacto, estas ondulações causam dilatação durante o corte, dado que são demasiadamente grandes para serem cisalhadas; deste modo este tipo de ondulações é normalmente responsáveis pela orientação inicial do deslocamento. Ocorrem ainda ondulações de pequena escala (designadas de 2ª ordem), que tendem a sofrer cisalhamentos durante o deslocamento relativo dos blocos, contribuindo assim para o aumento da resistência ao corte avaliada, por exemplo, em ensaios de laboratório. No entanto no

caso dos níveis de tensão de confinamento serem reduzidos, estas podem contribuir para o aumento da dilatância (figura 2.21).

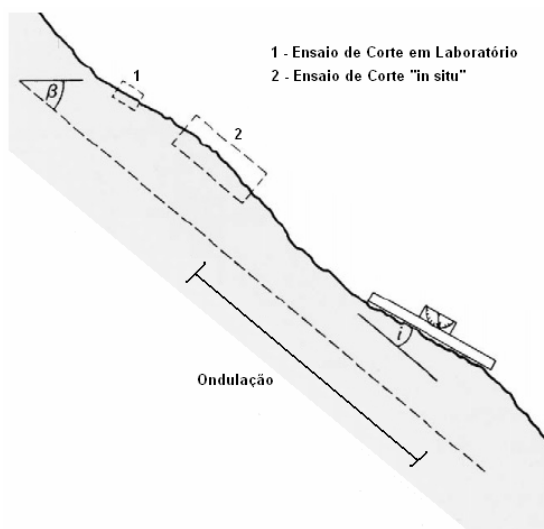


Figura 2.21 - Escalas de rugosidade, avaliadas segundo diferentes ensaios de corte. A ondulação pode ser caracterizada pelo ângulo (β) (adaptado da ISRM, 1981; González de Vallejo et al., 2002).

Se a direcção do potencial escorregamento for conhecida, a rugosidade poderá ser avaliada por intermédio de perfis lineares, definidos paralelamente a esta direcção (figura 2.22). Quando se observa a existência de dois planos de escorregamento que se intersectam, a direcção do potencial escorregamento deverá ser paralela à linha de intersecção dos dois planos. Se a direcção do potencial escorregamento não for conhecida, a rugosidade deverá ser avaliada tridimensionalmente (figura 2.23).

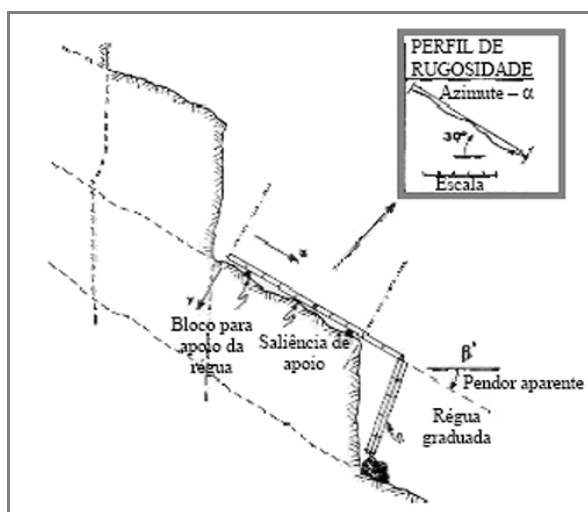


Figura 2.22 - Método de determinação da rugosidade bidimensional, segundo a direcção do potencial deslizamento (adaptado Rodrigues, s/d).

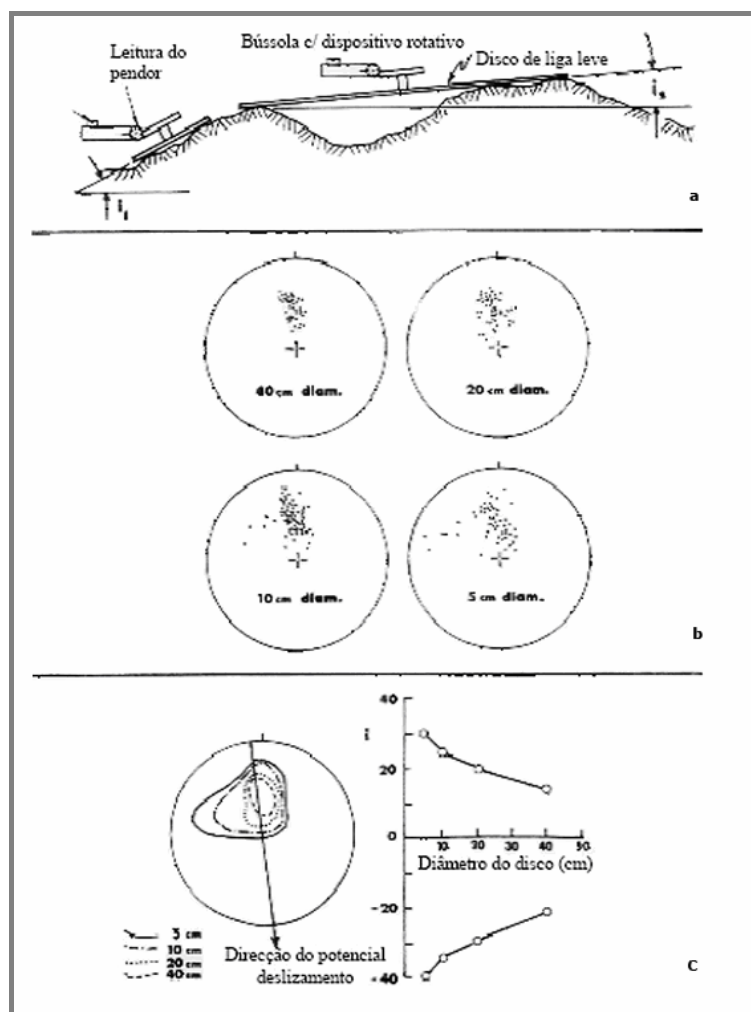


Figura 2.23 - Representação tridimensional da rugosidade (adaptado de Rodrigues, s/d).

No caso do levantamento tridimensional da rugosidade, devem utilizar-se placas de grande diâmetro (40cm) colocadas em 25 posições diferentes (figura 2.23-a), registando-se em cada um desses pontos a respectiva inclinação. Este procedimento deve ser repetido utilizando placas de menor diâmetro de 5cm, 10cm e 20cm (figura 2.23-b). Os dados recolhidos deverão ser projectados numa rede de igual-área (estereograma de "Schmidt-Lambert"), procedendo-se posteriormente ao traçado das respectivas linhas de contorno estrutural (figura 2.23-c).

Durante a fase preliminar do levantamento de campo da rugosidade, poderão existir limitações do tempo disponível para o registo que impedirão a utilização das técnicas referidas anteriormente. A rugosidade pode ser medida no campo a partir de diversos métodos, dependendo, quer da exactidão requerida e da escala de medida, quer da acessibilidade ao(s) afloramento(s).

O método mais expedito é o da comparação visual das discontinuidades com os perfis padrão de rugosidade. A ISRM (1978, 1981) considera que cada um dos três tipos de superfície de discontinuidade (denteada, ondulada ou plana) pode ser ainda subdividido em três sub-classes: rugosa, lisa e estriada (quadro 2.10 e figura 2.24).

Quadro 2.10 - Classificação da rugosidade das discontinuidades (adaptado da ISRM 1981).

Classe	Descrição	Designação	Forma de perfil
I III III	Rugosa Lisa Estriada	R ₁₋₂ Pouco rugosa	Denteada
IV V VI	Rugosa Lisa Estriada	R ₃ Medianamente rugosa	Ondulada
VII VIII IX	Rugosa Lisa Estriada	R ₄₋₅ Muito rugosa	Plana

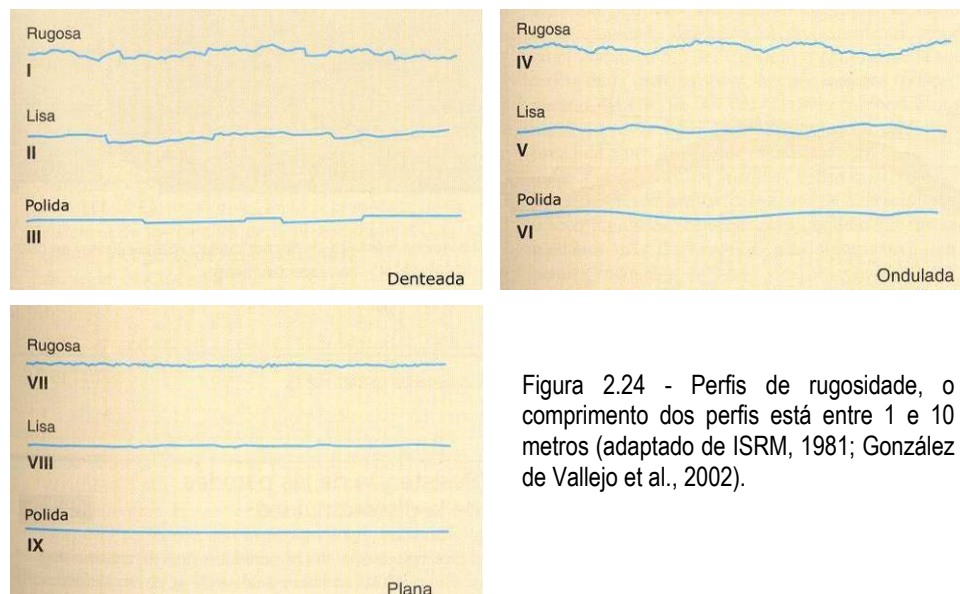


Figura 2.24 - Perfis de rugosidade, o comprimento dos perfis está entre 1 e 10 metros (adaptado de ISRM, 1981; González de Vallejo et al., 2002).

2.4.5.5 Resistência da parede das descontinuidades

As características das paredes dos blocos de material-rocha adjacentes à descontinuidade são outro aspecto a ter em conta, por serem condicionantes da sua resistência e das características de condutividade hidráulica. Assim, a resistência à compressão do material-rocha que constitui as paredes das descontinuidades é uma componente muito importante da resistência ao corte e deformabilidade. Especialmente no caso em que as paredes estão em contacto directo, o que acontece, em regra, no diaclasamento fechado. Por isso, recorre-se a uma definição da resistência obtida por meio de correlações com outras propriedades. Assim é habitual analisar o estado de alteração, a dureza determinada com esclerómetro portátil (martelo de Schmidt), ou simplesmente por resposta ao toque com o martelo de Geólogo. No quadro 2.11 apresenta-se a terminologia proposta pela ISRM (1978) para caracterizar as paredes do material-rocha que limitam a descontinuidade.

Quadro 2.11 - Terminologia para caracterização do estado de resistência (ISRM, 1978).

Grau	Descrição	Características	Resistência à compressão uniaxial aproximada (MPa)
R ₀	Rocha muito branda	Marcada pela unha do polegar.	0,25 – 10
R ₁	Rocha branda (I)	Fragmentada com pancadas firmes percutidas com a ponta do martelo de geólogo. Pode ser cortada em fatias com um canivete.	1 – 5
R ₂	Rocha branda (II)	Pode ser cortada em fatias com um canivete com dificuldade. Marcas superficiais obtidas com pancadas firmes percutidas com a ponta do martelo de geólogo.	5 – 25
R ₃	Rocha razoavelmente resistente	Não pode ser esmigalhada ou cortada em fatias com canivete. Podem-se obter fragmentos de rocha com uma pancada seca do martelo de geólogo.	25 – 50
R ₄	Rocha resistente	Podem-se obter fragmentos dando mais de uma pancada seca com o martelo de geólogo.	50 – 100
R ₅	Rocha muito resistente	Para se obterem fragmentos são necessárias muitas pancadas com o martelo de geólogo.	100 – 250
R ₆	Rocha extremamente resistente	Apenas se obtêm lascas percutindo com o martelo de geólogo.	> 250

As rochas apresentam-se à superfície, normalmente, meteorizadas, e por vezes alteradas por processos hidrotermais. A meteorização (ou alteração meteórica; Aires-Barros, 1991) geralmente afecta as paredes das discontinuidades de um modo mais vincado que o interior da massa rochosa. Resulta daqui a necessidade de avaliar tanto o grau de alteração do maciço rochoso como do material-rocha que constitui a parede. O quadro 2.12 apresenta uma metodologia qualitativa que permite descrever o grau de alteração meteórica do material rochoso e das discontinuidades.

Quadro 2.12 - Descrição do grau de alteração meteórica (ISRM, 1981).

Termo	Descrição
Fresca ou sã	Não se observa sinais de meteorização na matriz rochosa.
Descolorada	Observam-se mudanças na coloração da matriz rochosa.
Desintegrada	A rocha é friável, apesar dos grãos minerais não estarem decompostos, mantendo-se a petrofábrica original.
Decomposta	A maioria dos minerais estão decompostos e não se reconhece a petrofábrica original.

A reduzida espessura da parede rochosa da discontinuidade que afecta a resistência ao corte e deformabilidade pode ser ensaiada por intermédio de ensaios índice de referência. A resistência à compressão uniaxial pode ser estimada de modo expedito por intermédio do esclerómetro portátil, do ensaio de carga pontual (*point load test*), ou de outras metodologias qualitativas normalmente utilizadas nos levantamentos geológicos.

Os minerais de cobertura da parede afectam a resistência ao corte das discontinuidades, especialmente quando as paredes são planares e lisas. Neste caso, deve-se sempre que possível descrever o tipo de minerais que constitui a parede. Em caso de dúvidas devem-se colher amostras destas partículas minerais para ensaios laboratoriais. No caso de se utilizar o esclerómetro portátil deve referir-se que a heterogeneidade mineralógica de algumas rochas poderá afectar de forma substancial a previsão da sua resistência à compressão simples.

2.4.5.6 Abertura

A abertura é a distância perpendicular que separa as paredes da descontinuidade quando não existe qualquer tipo de enchimento (figura 2.25).

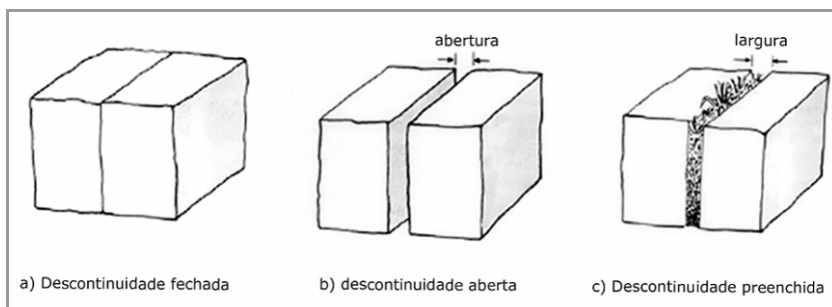


Figura 2.25 -Diagramas que ilustram as definições de abertura de descontinuidades (ISRM, 1978).

Este parâmetro pode ser muito variável em diferentes zonas de um mesmo maciço rochoso. Assim, a abertura pode ser elevada à superfície, enquanto que em profundidade tenderá para se encontrar fechada. A influência da abertura na resistência ao corte das descontinuidades é importante, pois modifica as tensões efectivas que actuam nas suas paredes. A sua medida realiza-se directamente com uma régua graduada (em milímetros). Quando a separação é muito pequena pode-se empregar um calibre que se introduz na abertura (figura 2.26).

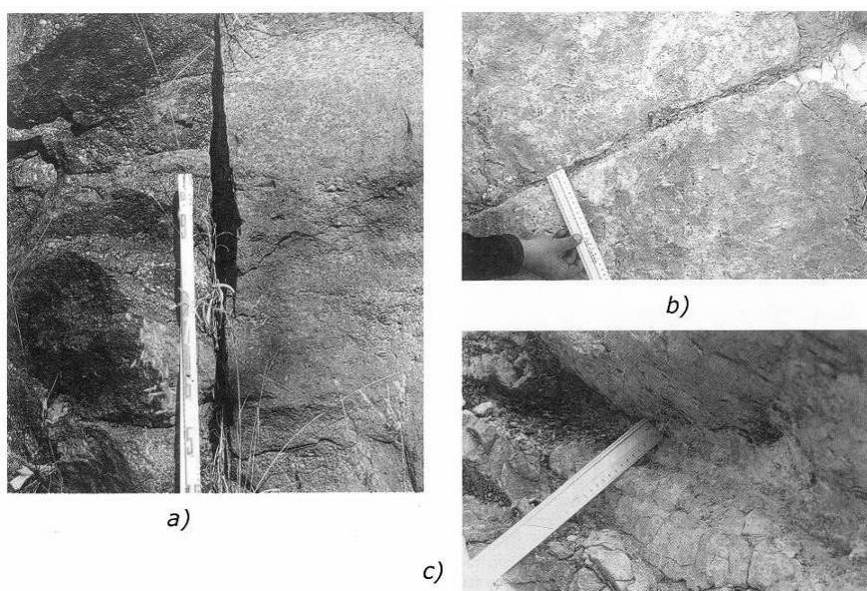


Figura 2.26 - Diferentes tipos de abertura: a) descontinuidade com grande abertura sem enchimento; b) descontinuidade “plana a rugosa”, com abertura e enchimento argiloso; c) descontinuidade “ondulada-rugosa” com abertura muito grande e enchimento argiloso (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).

A ISRM (1978, 1981) propôs que em termos de abertura de descontinuidades, os maciços sejam descritos como se apresenta no quadro 2.13, sendo cada família estudada individualmente e caracterizada pela média de aberturas após tratamento estatístico.

Quadro 2.13 - Abertura de descontinuidades (ISRM, 1978, 1981).

Abertura (mm)	Descrição	
< 0,1	Muito fechadas	Fechadas
0,1 – 0,25	Fechadas	
0,25 – 0,5	Parcialmente abertas	
0,5 – 2,5	Abertas	Entre-abertas
2,5 – 10	Medianamente abertas	
> 10	Abertas	
10 – 100	Muito abertas	Abertas
100 – 1000	Extremamente abertas	
> 1000	Cavernosas	

2.4.5.7 Enchimento

O preenchimento de uma descontinuidade pode definir-se como sendo uma camada de baixa resistência de material existente entre as paredes de uma descontinuidade. Em determinadas ocasiões as descontinuidades aparecem com enchimento de materiais brandos argilosos ou com material rochoso de natureza distinta das paredes da descontinuidade. As propriedades físicas e mecânicas do enchimento (como a resistência ao corte, a deformabilidade e a permeabilidade) podem ser muito variáveis, e controlam o comportamento da descontinuidade. A presença de enchimento governa o comportamento físico das descontinuidades, por esta razão devem ser

registados todos os aspectos que possam ser relevantes para a compreensão do desempenho destes materiais na mecânica estrutural dos sistemas de descontinuidades.

A ISRM (1978, 1981) propôs que em termos de enchimento a caracterização deve seguir a seguinte metodologia:

- A espessura do enchimento medida directamente com uma régua graduada.
- A descrição do enchimento inclui a identificação do material, descrição mineralógica e tamanho do grão.
- A resistência pode-se estimar mediante os índices de campo (estimativa aproximada e classificação da resistência à compressão simples dos solos e rochas a partir de índices de campo — ISRM, 1981).
- Deve indicar-se o grau de humidade, e estimar-se qualitativamente a permeabilidade do material de enchimento.

A espessura do preenchimento mínima e máxima de descontinuidades preenchidas deve ser medida com um erro máximo de 10 %. A diferença entre a espessura mínima e máxima pode dar indicações sobre se no deslocamento por corte ocorrido, as paredes são essencialmente alteradas ou intactas. No caso em que os preenchimentos são pouco espessos pode ser útil tentar medir a amplitude média da rugosidade das paredes e comparar com a espessura média do material de preenchimento, tal como ilustra a figura 2.27.

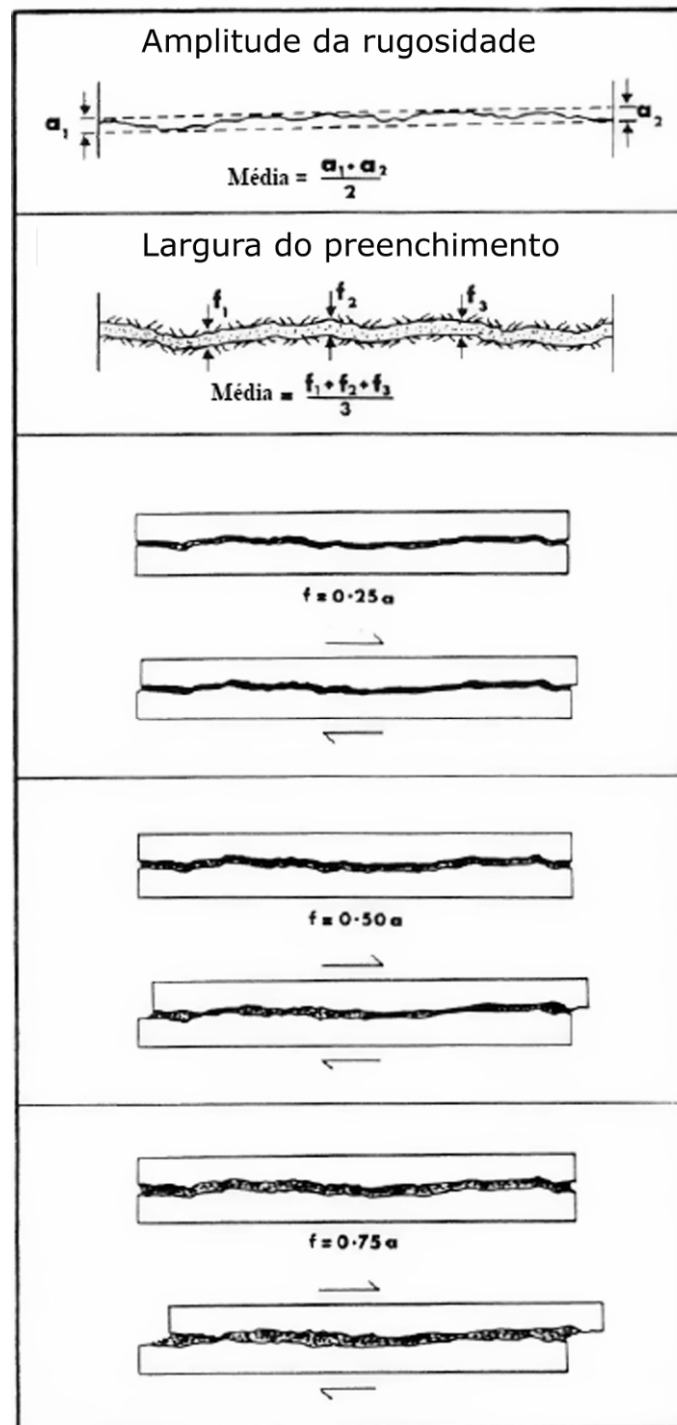


Figura 2.27 - Estimativa do grau de deslocamento possível de uma descontinuidade até que atinja o contacto das paredes, baseada na avaliação da amplitude da rugosidade e espessura do preenchimento (adaptado de Rodrigues, s/d).

2.4.5.8 Estado de alteração

A alteração de uma rocha consiste na sua desagregação e decomposição levadas a cabo por agentes físicos e químicos naturais, que transformam essa rocha noutro produto natural, agora em equilíbrio físico-químico com o meio ambiente (Aires-Barros, 1991).

A determinação do estado de alteração de um maciço rochoso ou do material-rocha, é também um factor importante a considerar. Este aspecto pode ser determinado de uma maneira quantitativa, recorrendo à medição de parâmetros como a resistência da rocha, a velocidade de propagação de ultra-sons (*e.g.*, ensaios geofísicos de refração sísmica) ou outros. A ISRM (1978, 1981) propôs que os graus de alteração a considerar fossem constituídos por 5 termos, enquanto que a GSE (1995) considera 6 termos. No entanto, considera-se em geotecnia (ISRM, 1981), frequentemente, a utilização de uma versão simplificada com 3 termos (quadro 2.14).

Na versão simplificada, as três classes poderão ter as seguintes designações (ISRM, 1981):

- W_{1-2} – rocha sã a pouco alterada
- W_3 – rocha medianamente alterada
- W_{4-5} – rocha muito alterada a decomposta

Quadro 2.14 - Graus de alteração propostos pela ISRM (1981) e GSE (1995).

Grau de alteração	Simbologia		Descrição	
Sã ou não alterada	W₁	W₁₋₂	Não se observam sinais de alteração na matriz rochosa.	- Sã e compacta
Ligeiramente alterada	W₂		Mudanças na cor original da matriz rochosa (descoloração).	- Descontinuidades fechadas - Permeabilidade é praticamente nula
Moderadamente alterada	W₃	W₃	Menos de metade do material rochoso está decomposto e/ou desagregado num solo, mantendo-se a petrofábrica original.	- Maciço mais ou menos são - Intersectado por descontinuidades abertas
Muito alterada	W₄	W₄₋₅	Mais de metade do material rochoso está decomposto e/ou desagregado num solo; a rocha é muito friável.	- Zona alterada a muito alterada ou mesmo decomposta
Completamente alterada	W₅ *		Todo o material rochoso está muito decomposto e/ou desagregado num solo residual.	- Permeabilidade do tipo intersticial - Pode coexistir uma circulação fissural

** por vezes, na bibliografia é referenciada o termo **W₆** (ISRM, 1978; GSE, 1995), i.e., desagregação total do maciço podendo ser considerado como um autêntico solo residual.*

2.4.5.9 Percolação

A percolação de água através das massas rochosas resulta sobretudo do fluxo de água pela rede de descontinuidades (permeabilidade secundária). No caso de certos maciços rochosos de natureza sedimentar a permeabilidade primária do material rocha pode ser significativa, dado que uma parte da percolação ocorre pelos vazios da rocha.

A previsão da posição dos níveis freáticos, assim como dos caminhos de percolação e a pressão da água nos poros, dão-nos muitas vezes indicações da existência de potenciais problemas de estabilidade e de dificuldades construtivas. O levantamento geológico do maciço rochoso deve ser sempre precedido de recomendações relativas ao tipo de ensaios de permeabilidade que deve ser executado, de tal forma que os factores enunciados anteriormente sejam atendidos.

2.4.6 TÉCNICA DE AMOSTRAGEM LINEAR APLICADA A SUPERFÍCIES DE DESCONTINUIDADES

2.4.6.1 Traços gerais da técnica

Seguidamente, e de uma forma breve, descreve-se a técnica de amostragem linear de superfícies de descontinuidades ocorrentes numa superfície exposta do maciço rochoso (figura 2.28). Esta técnica está descrita, entre outros, por Priest & Hudson (1981), Hudson & Priest (1983), Dinis da Gama (1995), Chaminé & Gaspar (1995), Peacock *et al.* (2003) e Brady & Brown (2004). Com esta técnica não se pretende efectuar o levantamento exaustivo de todas as descontinuidades ocorrentes numa dada superfície exposta de rocha, mas sim obter dados a partir dos quais se poderão extrapolar as características de compartimentação do maciço rochoso da zona em estudo. Em Portugal esta técnica foi aplicada, por exemplo, em contextos geológico-geotécnico diferentes deste trabalho (por exemplo, Lamas, 1989; Dinis da Gama *et al.*, 1992; Chaminé & Gaspar, 1995; Chaminé *et al.*, 2001; Espinha Marques *et al.*, 2004; Pereira *et al.*, 2005; Martins *et al.*, 2006).

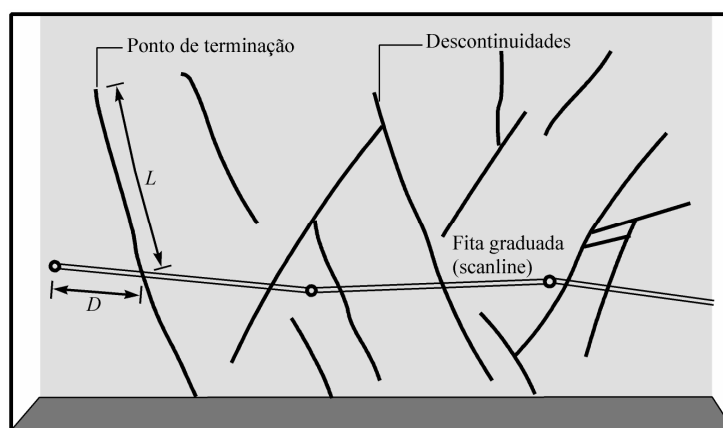


Figura 2.28 - Esquema do dispositivo para levantamento de descontinuidades pela técnica de amostragem linear (adaptado de Brady & Brown, 2004). D – distância à origem da fita; L – semi-comprimento exposto.

A técnica de amostragem linear consiste, basicamente, na colocação de uma fita graduada em superfícies expostas do maciço e no registo de algumas características (geométricas e mecânicas) de todas as descontinuidades por ela intersectadas. Para cada descontinuidade que intersecta a linha de amostragem registam-se as seguintes grandezas (ISRM, 1978, 1981; Brady & Brown, 2004):

- D: distância à origem da fita graduada;
- L: semi-comprimento exposto, ou seja, o comprimento visível da intersecção da descontinuidade com a face de rocha, apenas para um dos lados da fita graduada;
- T: tipo de terminação que apresenta a extremidade da descontinuidade (R: na rocha; D: noutra descontinuidade; O: obscura);
- Atitude da descontinuidade (direcção/inclinação) medida junto ao ponto de intersecção da linha de amostragem com a descontinuidade;
- C: curvatura, numa escala de C_1 a C_5 , em que C_1 representa superfícies planas e C_5 superfícies muito curvas;
- R: rugosidade, numa escala de R_1 a R_5 , representando R_1 uma superfície lisa e R_5 uma superfície muito rugosa.

Além destas grandezas podem ser ainda eventualmente registadas outras características das descontinuidades, tais como, abertura, tipo de preenchimento, presença de água e qualquer outra característica que se entenda relevante.

Todos os dados respeitantes a cada linha de amostragem são devidamente registados numa ficha de levantamento de descontinuidades da qual constam, além das grandezas já mencionadas, as seguintes:

- número da linha de amostragem;
- localização da linha de amostragem;
- atitude da linha de amostragem;
- direcção do hasteal (ou talude) estudado;
- litologia;
- grau de alteração;
- data do levantamento;
- rubrica do responsável pelo levantamento.

A figura 2.29 representa a ficha tipo de levantamento geológico-geotécnico e geomecânico de campo, com aplicação da técnica de amostragem linear.

2.4.6.2 Tratamento estatístico das descontinuidades

Um dos principais problemas no estudo e caracterização de descontinuidades está relacionado com a sua amostragem. Muitos autores, entre os quais Priest & Hudson (1981), Hudson & Priest (1983), Priest (1993) e Peacock *et al.* (2003), debruçaram-se sobre a temática da sua descrição de uma forma estatística. Para o efeito foram desenvolvidos modelos estatísticos principalmente para as características geométricas das descontinuidades e foram mesmo avançados modelos para a descrição das características mecânicas. Nesta técnica é muito importante o conhecimento do espaçamento e extensão de um conjunto de descontinuidades de um dado maciço rochoso. Priest & Hudson (1981) estabeleceram uma análise estatística aprofundada das referidas características, que passaremos a analisar.

2.4.6.3 Espaçamento e frequência das descontinuidades

Para cada família, o espaçamento entre as descontinuidades será calculado por subtração das distâncias à origem da fita graduada.

A expressão que traduz o valor médio do espaçamento é dada (Priest & Hudson, 1981):

$$X = (\sum x_i) / n \quad [7]$$

em que, x_i é a medida de espaçamento obtida ao longo de uma linha de amostragem de comprimento L com n valores de espaçamentos.

A frequência média das descontinuidades designa-se como a média do número de descontinuidades levantadas por unidade de comprimento ao longo de uma linha de amostragem, sendo por esta razão recíproca da média do espaçamento. A frequência média é, então, uma medida do “grau de fracturação” (Chaminé *et al.*, 2001) da rocha ao longo de referida linha numa dada direcção.

Para uma amostra de grande dimensão vem: $1/X = n/X \cong \lambda$, em que λ representa a frequência média das descontinuidades para uma dada população.

2.4.6.4 Extensão das descontinuidades

Como foi referido para cada descontinuidade será medido o seu semi-comprimento (Brady & Brown, 2004). Tal procedimento justifica-se visto as linhas de amostragem se situarem muito próximo do solo onde se está a fazer as leituras. Dado que as dimensões das faces expostas de rocha por vezes são limitadas, apenas se poderá medir os semi-comprimentos até um valor máximo C (figura 2.30).

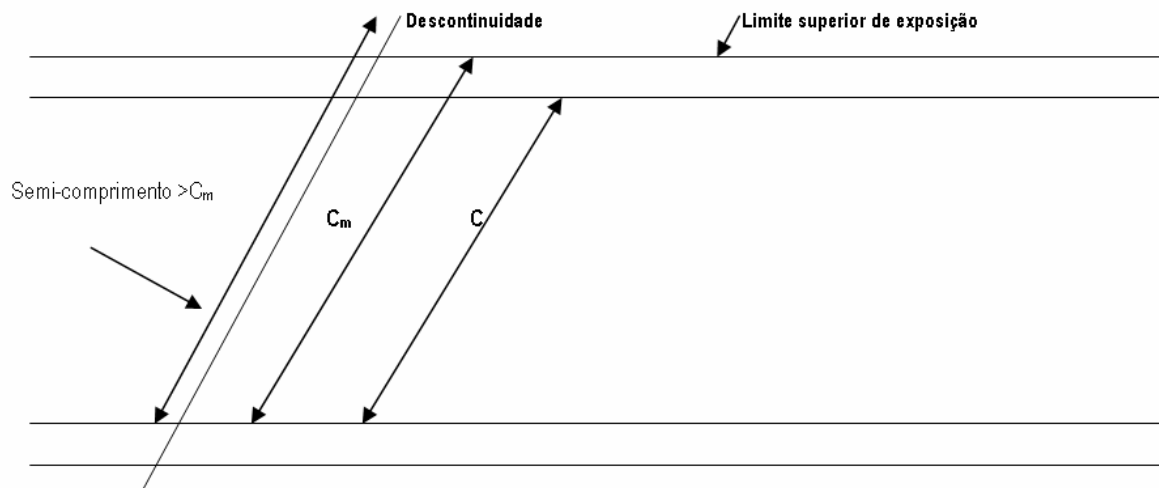


Figura 2-30 - Medição dos semi-comprimentos (adaptado de Priest & Hudson, 1981). C_m – representa o valor do limite máximo observável do semi-comprimento; C – representa o valor de um semi-comprimento arbitrário, mas $< C_m$.

A partir das medições dos semi-comprimentos, pelo processo descrito, nas superfícies expostas da rocha obtêm-se os valores dos comprimentos médios para cada família. A utilização do referido método, elimina as restrições impostas por (figura 2.31):

- as descontinuidades mais extensas terem uma maior probabilidade de serem amostradas do que as menos extensas;
- se medirem apenas semi-comprimentos;
- haver um limite C para a medição dos semi-comprimentos;

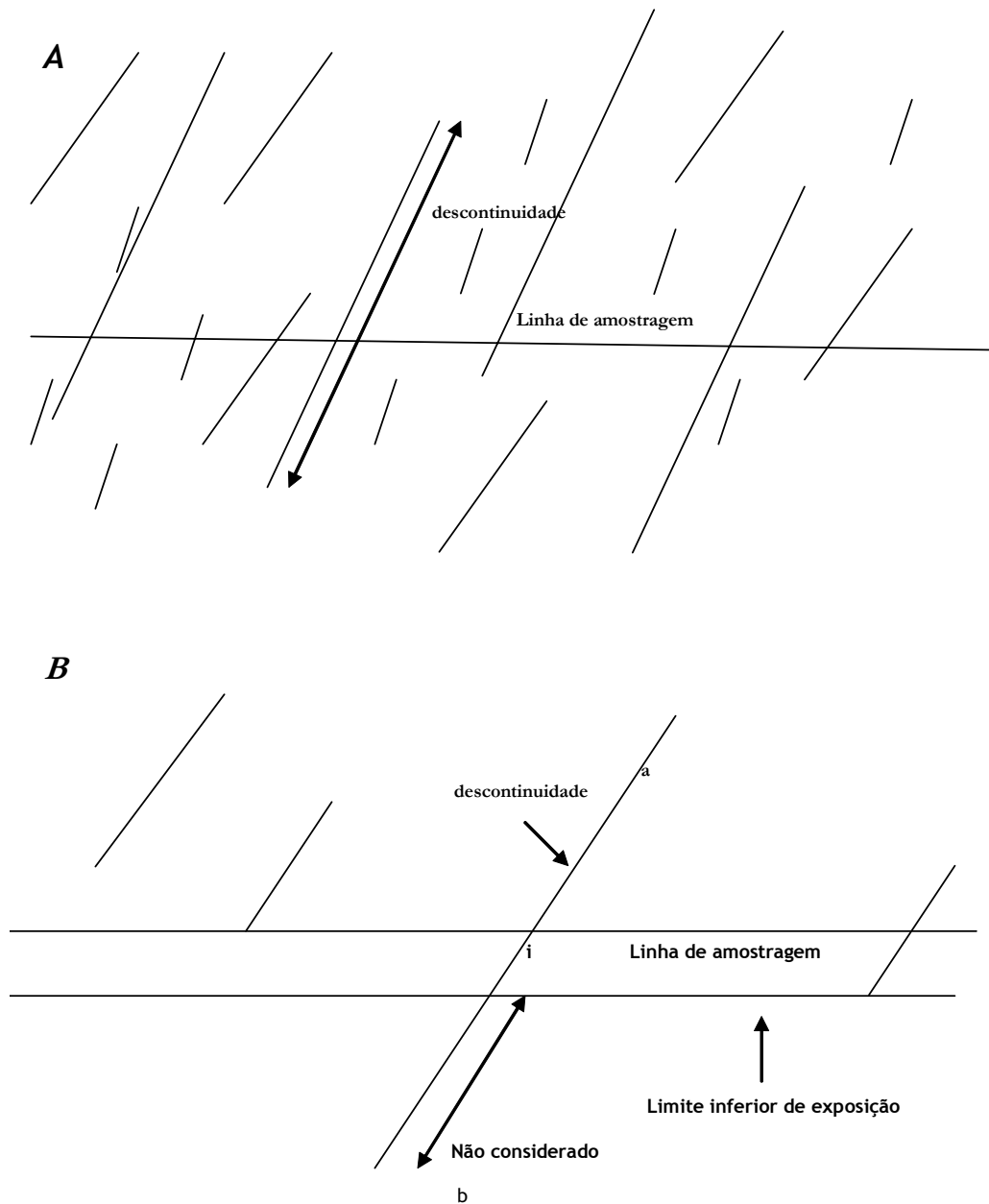


Figura 2.31 - Esquemas representativos dos traços de descontinuidades que intersectam uma linha de amostragem numa face exposta de rocha (adaptado de Priest & Hudson, 1981) A. Caso duma linha de amostragem intersectada por uma família de descontinuidades que tendo vários limites de extensão produzem semi-comprimentos de vários tamanhos; B. Caso de uma descontinuidade aleatoriamente intersectada [ba] em que por a linha de amostragem se encontrar próxima do limite inferior de exposição apenas será, normalmente, possível medir o semi-comprimento [ia] cuja extremidade [a] é visível.

2.4.7 TÉCNICAS IN SITU

2.4.7.1 Esclerómetro Portátil

O esclerómetro portátil (Martelo de Schmidt) foi desenvolvido em 1948 como ensaio de natureza não destrutiva de dureza do betão (Schmidt, 1951), e foi usado, mais tarde, para avaliar a resistência das rochas (Cargill & Shakoor, 1990). No que diz respeito à resistência, embora as características de deformabilidade do maciço rochoso sejam essencialmente dependentes das descontinuidades, é de grande utilidade o seu conhecimento da material-rocha, especialmente quando se trata de maciços de fraca qualidade geomecânica. Este ensaio permite estimar de forma aproximada a resistência à compressão simples, sendo aplicado fundamentalmente à matriz rochosa e também às descontinuidades. A aplicabilidade deste ensaio é bastante elevada devido à sua simplicidade, rapidez e fácil portabilidade (figura 2.32).

A determinação da resistência à compressão uniaxial é determinada, em geral, a partir de ensaios de laboratório ou de campo (e.g., ISRM, 1981, 1985; Katz et al., 2000; Kahraman, 2001; Kahraman et al., 2002; Yassar & Erdogan, 2004; Aydin & Basu, 2005). A determinação do índice de resistência à carga pontual, recorrendo à determinação da dureza com o martelo de Schmidt, pode conduzir à estimativa do valor da resistência uniaxial. Porém, outros autores descobriram uma série de aplicações específicas para este equipamento. Entre estas aplicações estão incluídas a avaliação das descontinuidades das rochas (Hucka, 1965), a avaliação e o controlo dos tectos de minas (ISRM, 1987) e a resistência das paredes das descontinuidades (Hart & Wang, 1995).



Figura 2.32 - Esclerómetro portátil (*Roll Hardness Testers*).

O *martelo de Schmidt* foi projectado para níveis diferentes de energia de impacto, mas os modelos, geralmente, adoptados para a determinação das propriedades dos materiais rochosos são os modelos L e N. O tipo L, tem uma energia de impacto de 0.735 N/mm^2 , sendo o martelo mais utilizado em estudos de maciços rochosos, em relação ao martelo do tipo N, tem uma energia de 10 a 70 N/mm^2 sendo mais utilizado em estudo de betões.

A determinação da resistência à compressão uniaxial, do maciço rochoso em estudo, foi realizada com o auxílio de um esclerómetro portátil ou *martelo de Schmidt* (figura 2.33), que consiste num aparelho que permite um ensaio de campo que avalia a dureza do material-rocha através da medição do ressalto ("Rebound", R) de uma massa de aço quando percutida sobre a superfície da rocha. Esta superfície deverá ser fresca e limpa, sem nenhum sinal de alteração e nem de fissuras. Na execução do ensaio, o aparelho deverá ser colocado perpendicularmente à superfície estrutural a ser ensaiada. Em função da dureza (ou resistência) da rocha, a massa de aço sofre maior ou menor ressalto, seguidamente, o valor do ressalto é registado numa escala do aparelho (10 – 100).

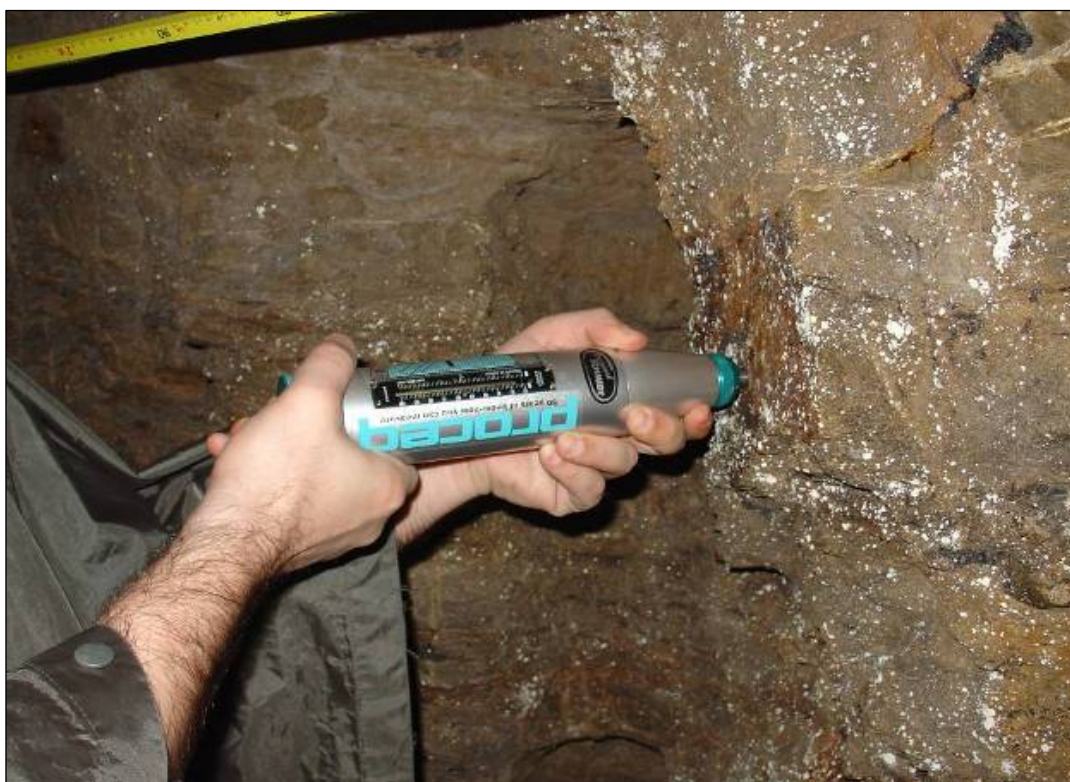


Figura 2.33 - Exemplo de aplicação do *martelo de Schmidt* (mina das Azeleiras, Tibães).

A medição do ressalto correlaciona-se, geralmente, com a resistência do maciço, mediante o designado ábaco de Miller (figura 2.34), que tem em conta a densidade da rocha (que no caso dos granitóides apresentam uma densidade média 26kN/m^3) e a orientação do martelo em relação à superfície de rocha ensaiada (i.e., perpendicular à superfície de ensaio, e normalizada para as direcções sub-horizontal, 45° e subvertical).

O valor estimado a partir do martelo de Schmidt deve ser obtido estatisticamente, de tal maneira que seja um valor representativo da resistência em causa. A ISRM (1981) recomenda a realização de 10 medições em cada superfície ensaiada, tomando como valor representativo a média dos 5 valores mais elevados. Com o valor médio obtido e conhecida a densidade do material-rocha, recorre-se ao ábaco de Miller obtendo-se o valor da resistência à compressão uniaxial, σ_c , para o material ensaiado. A ISRM (1981, 1985) sistematiza cinco termos de resistência à compressão (quadro 2.16). O quadro 2.15 representa a ficha de registo das medições efectuadas em cada estação geomecânica.

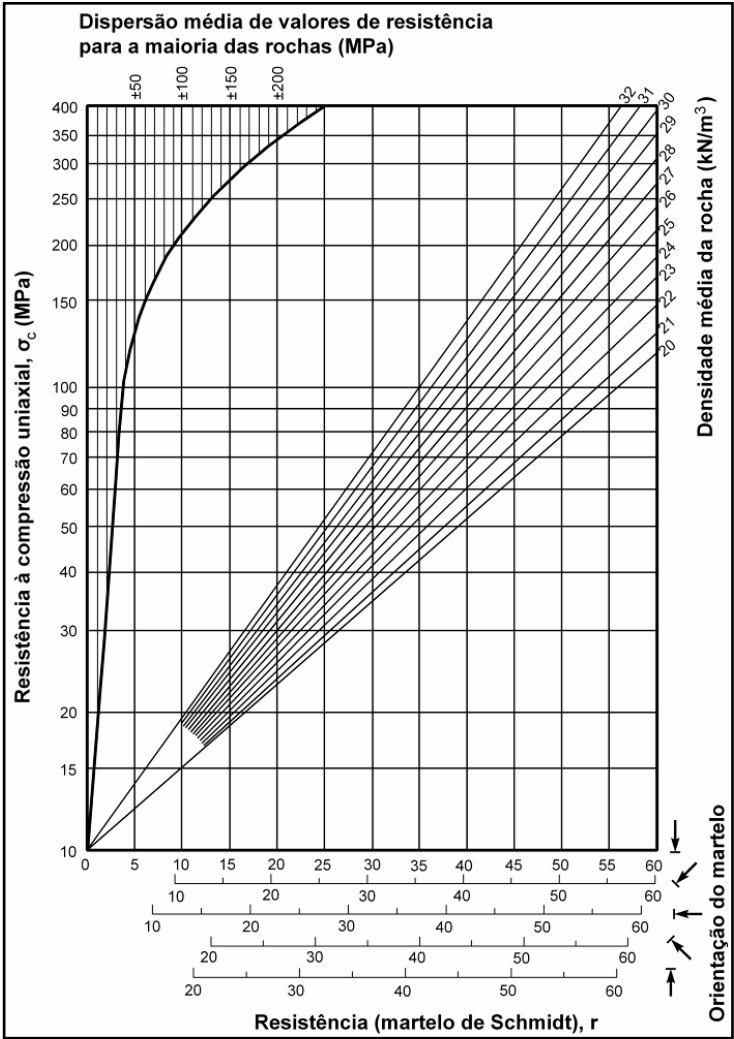


Figura 2. 34 - Ábaco de Miller para o cálculo da resistência a partir do *martelo Schmidt* (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).

Quadro 2.16 - Classificação do maciço com base na resistência à compressão simples (ISRM, 1978, 1981).

Classificação	Resistência à Compressão Simples (MPa)	Designação	
S ₁	> 200	Muito elevada	S ₁₋₂
S ₂	60 a 200	Elevada	Elevada
S ₃	20 a 60	Média	
S ₄	6 a 20	Baixa	S ₄₋₅
S ₅	< 6	Muito baixa	Baixa

2.4.8 TÉCNICAS LABORATORIAIS

O programa de ensaios de laboratório inclui a identificação das várias formações interessadas pela obra, como sejam a caracterização físico-química, resistência ao corte, deformabilidade, permeabilidade e resistência à compressão simples, sendo este último determinado pelo ensaio de carga pontual (ou ensaio de Franklin).

2.4.8.1 PLT (*point load test*)

Neste trabalho será dado ênfase ao Ensaio de Carga Pontual. Este é utilizado para determinar a resistência à compressão simples utilizando fragmentos irregulares de rocha ou de testemunhos de sondagens (Figura 2.35).

De notar que os resultados são mais fiáveis em testemunhos de sondagens. Este ensaio não está indicado para rochas decompostas ou friáveis, bem como rochas que possuam uma anisotropia bem marcada (e.g., xistos ardosíferos, micaxistos). O índice pode também ser usado para determinar a anisotropia da rocha bem como outras propriedades da rocha, tais como forças tensionais e compressão uniaxial.

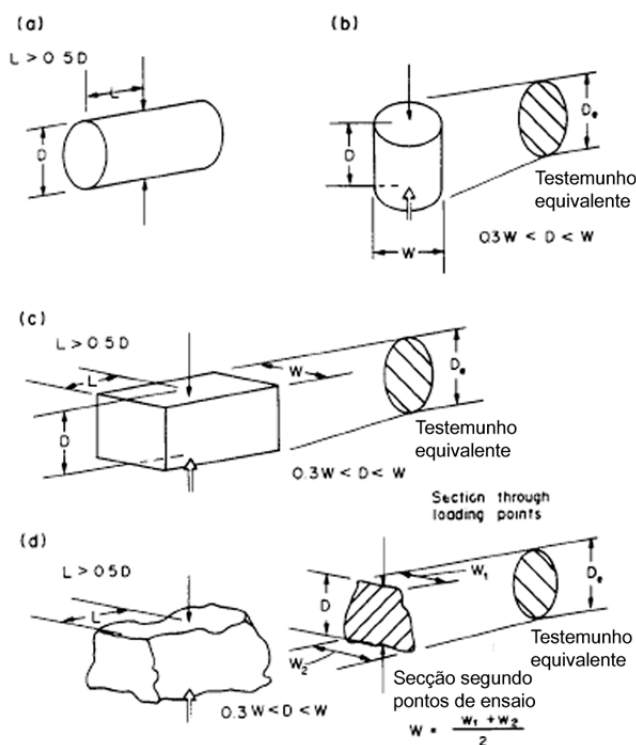


Figura 2.35 - Orientações do ensaio: (a) ensaio segundo o diâmetro, (b) ensaio segundo o eixo principal, (c) ensaio sobre um bloco sem irregularidades, e (d) ensaio sobre um bloco com superfícies irregulares. (ISRM, 1985, 2007).

A execução do ensaio consiste em romper uma amostra ($L_{\min}=1,5D$) entre duas pontas metálicas cónicas accionadas por uma prensa portátil (figura 2.36). A partir da carga de ruptura obtém-se o índice de carga pontual, I_s , que pode ser expresso por:

$$I_s = P/D^2$$

em que,

P : carga de ruptura

D : diâmetro do provete, i.e., altura da amostra ensaiada

A correlação entre I_s , e a resistência à compressão simples da rocha, σ_c , é:

$$\sigma_c = f \cdot I_s$$

em que,

f : factor que varia segundo o diâmetro da amostra

Para amostras com diâmetro de 50mm, $f=23$, logo:

$$\sigma_c = 23 \cdot I_s$$

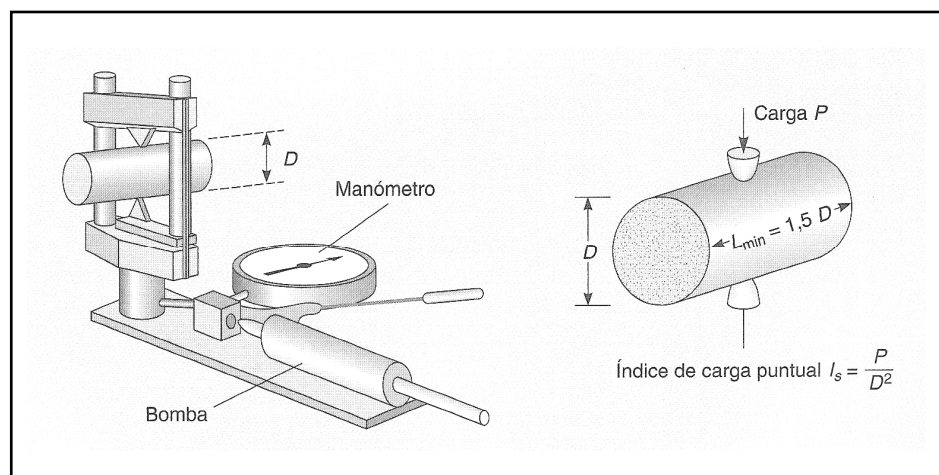


Figura 2.36 - Ensaio de carga pontual PLT (González de Vallejo et al., 2002).

Na figura 2.37 estão representadas vários tipos de roturas para ensaios válidos e não válidos.

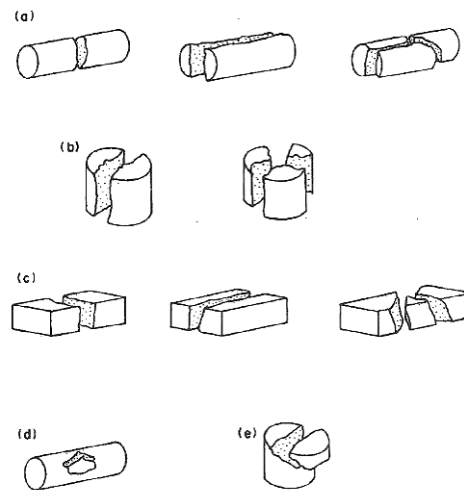


Figura 2.37 - Roturas típicas para ensaios válidos e inválidos (ISRM, 1985, 2007). (a) Ensaios segundo o diâmetro, válido; (b) Ensaio segundo o eixo, válido; (c) Ensaios de blocos, válidos; (d) Ensaio inválido; (e) Ensaio axial inválido.

Para amostras com um diâmetro diferente de 50mm é necessário corrigir o valor de I_s , com o auxílio de um ábaco (Figura 2.38).

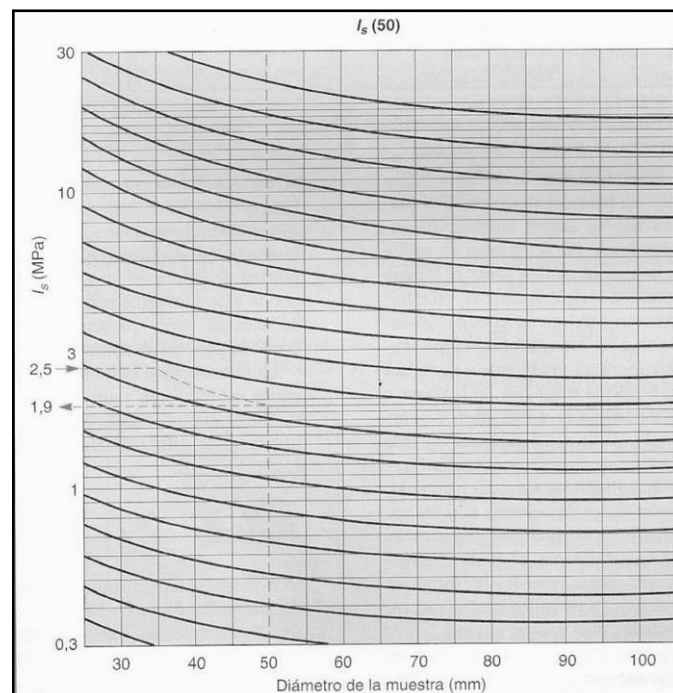


Figura 2.38 - Cálculo da resistência mediante o ensaio PLT (González de Vallejo et al., 2002).

2.4.9 ZONAMENTO GEOTÉCNICO

Na sequência do reconhecimento geológico, dos resultados da campanha de prospecção "in situ" e do programa de ensaios de laboratório, pode-se, como se referiu anteriormente, zonar geotecnicamente o maciço rochoso interessado pela obra. Os vários níveis de uma mesma unidade geológica ou as várias unidades geológicas são agrupadas ou separadas em função das respectivas características geotécnicas e definem-se zonas homogeneamente semelhantes sob o ponto de vista geotécnico.

A cada zona geotécnica correspondem características distintas de sustimento. Para zonas de fraca qualidade geotécnica, é necessário prever sustimentos mais robustos, o que envolve custos maiores do que para trechos de qualidade geotécnica mais fiável. Ao zonamento geotécnico corresponde por isso um "zonamento orçamental", que é fundamental para se estimarem os custos globais nas fases de estudo prévio e de projecto de execução.

2.5 SÍNTESE: IMPORTÂNCIA E LIMITAÇÕES

A caracterização geológico-geotécnica de maciços rochosos é de extrema importância para qualquer obra de engenharia. No caso das galerias resultantes da mineração, permite tratar adequadamente os problemas resultantes dos movimentos subsequentes aos vazios criados pelas escavações e, assim, originarem aluimentos ou subsidência dos terrenos.

No caso das obras mineiras se desenvolverem, em regra, a profundidades significativas, por motivos das condições de segurança, é necessário conhecer o comportamento do maciço rochoso na envolvente das galerias. Além disso, esse conhecimento é primordial para a conservação funcional das estruturas, (e.g., galerias dos túneis) e para a organização/aplicação do seu revestimento ou suporte; visto ser necessário que essas obras mantenham a sua secção e funcionalidade ao longo do tempo.

3. Metodologias para a caracterização geomecânica de maciços rochosos

CAPÍTULO 3 METODOLOGIAS PARA A CARACTERIZAÇÃO GEOMECÂNICA DE MACIÇOS ROCHOSOS

3.1 INTRODUÇÃO

Na engenharia de maciços rochosos, a prática foi normalmente precedida pelo desenvolvimento das teorias mais relevantes da física dos materiais e da mecânica das rochas. As escavações em maciços rochosos já eram executadas mesmo antes de se terem desenvolvido as diversas teorias e métodos de cálculo de suporte (Brown, 1991). Construíram-se, assim, castelos, catedrais, muralhas, pontes, aquedutos e outras notáveis estruturas em rochas antes do aparecimento das teorias mais importantes da mecânica estrutural (Rocha, 1981; Hoek, 2007). A geomecânica ocupa-se do estudo dos materiais geológicos naturais e do seu comportamento, bem como dos meios em que eles ocorrem (Mello Mendes, 1967/68). Assim, teremos de ter sempre em atenção que esta depende essencialmente do equilíbrio que se consegue estabelecer entre o realismo das suas bases de carácter físico-naturalista e o rigor dos conhecimentos físico-matemáticos de que se serve (Terzaghi, 1965; Rocha, 1981; Brown, 1991; Miranda et al., 2006).

Deve-se a Ritter (1879) uma primeira sistematização empírica, com algum grau formal, para a execução de obras subterrâneas (especialmente túneis mineiros), em particular para a determinação dos sistemas de suporte. Pela importância prática que rapidamente se reconheceu a estas aplicações, as designadas classificações geomecânicas foram melhoradas passando então a incluir elementos de carácter geológico-estrutural e geotécnico, reconhecidamente imprescindíveis para a determinação da qualidade geotécnica de um dado maciço (presença ou ausência de diaclases e/ou superfícies de estratificação/xistosidade, atitude das superfícies de descontinuidade, espaçamento, abertura, preenchimento, rugosidade, etc.). Todavia, esta melhoria não lhes diminuiu o carácter empírico, sobretudo quando se pretendia aferir as características de auto-sustimento do maciço sem se atender às dimensões das superfícies a serem suportadas.

Concluiu-se então, que para a adequada utilização prática das classificações geomecânicas, havia que estudar algumas características em termos de resistência do material rochoso. Deste modo, Wickham et al. (1972), Bieniawsky (1973, 1976, 1989), Barton et al. (1974), ISRM (1981) e González de Vallejo (1985, 2003) passaram, entre outros autores, a incluir estes parâmetros, entre

outros, nas suas classificações de maciços rochosos. No entanto, em todas elas existe a imprecisão de assemelhar o material-rocha ao maciço rochoso, do qual faz parte, pelo menos no que respeita a considerar certos parâmetros como representativos do maciço. É bem reconhecida a influência da anisotropia e da heterogeneidade dos maciços no seu comportamento mecânico.

As classificações geomecânicas mais correntes, sobretudo em túneis, são as de Barton et al. (1974) e de Bieniawski (1973, 1976, 1979, 1989, 1993), as quais, por exemplo, através do cálculo do *Rock Tunnelling Quality Index* (Q) e do *Rock Mass Rating* (RMR), inferem, respectivamente, de forma expedita, a capacidade de sustimento do maciço. Estas abordagens não contemplam, contudo, as características de deformabilidade do maciço, de extrema importância para uma correcta análise da estabilidade das escavações.

Uma metodologia de classificação geomecânica contempla duas fases: i) a de caracterização (onde se procede à identificação e determinação dos parâmetros geológicos, geotécnicos e geomecânicos do material-rocha e do maciço constituinte que contribuem, em maior ou menor grau, para a estabilidade da obra e para os objectivos pretendidos); ii) a de estabelecimento de uma classificação (onde se atribuem diferentes pesos aos parâmetros geológico-geotécnicos que foram objecto de análise na fase anterior, de acordo com a pertinência destes relativamente aos objectivos pretendidos).

A aplicação das classificações geomecânicas tem como objectivo principal a avaliação da qualidade geotécnica do maciço rochoso. Esta avaliação permitirá definir os sistemas de escavação mais adequados para a execução de uma dada obra de escavação subterrânea, bem como definir o tipo de sustimento mais adequado durante a execução da obra, a partir da observação e ensaios de realização expedita de forma a obter-se o designado “índice de qualidade do maciço”, no sentido de minorar os riscos potenciais e efectivos de ocorrência de acidentes durante a construção das obras.

3.2 CLASSIFICAÇÕES GEOMECÂNICAS

3.2.1 GENERALIDADES

A maioria das classificações geomecânicas assenta numa série de parâmetros geológico-geotécnicos que podem ser adquiridos recorrendo à *Basic Geotechnical Description of Rock Masses* (BGD) da ISRM (1981), anteriormente caracterizada no ponto 2.4.6, aliada à técnica de amostragem linear.

O objectivo da BGD (ISRM, 1981) é caracterizar de forma simplificada as várias zonas geotécnicas que constituem um dado maciço rochoso, usando a informação obtida através da observação em afloramentos, taludes, trincheiras ou ainda por meio de galerias piloto no caso de grandes obras subterrâneas. Todavia, é de salientar o carácter descritivo desta classificação que assenta essencialmente em parâmetros geológico-geotécnicos tais como: atitude geológica das descontinuidades, espaçamento, rugosidade, abertura e enchimento.

3.2.2 *ROCK STRUCTURE RATING (RSR)* DE WICKHAM ET AL. (1972)

Com vista à previsão, em fase de projecto, dos suportes necessários à estabilidade de obras subterrâneas em maciços rochosos, a partir de dados sumários de carácter geológico, Wickham et al. (1972) desenvolveram uma classificação denominada *Rock Structure Rating* (RSR). Utilizada sobretudo na abertura e dimensionamento de túneis de pequenas dimensões suportados por conjuntos de aços. Historicamente este sistema foi o primeiro a fazer referência ao suporte de betão projectado (Hoek, 2007). Além disso, foi a primeira sistematização a atribuir pesos e parâmetros geológico-geotécnicos.

A classificação tem por base a seguinte expressão:

$$RSR = A + B + C$$

em que, os parâmetros da expressão são os seguintes, a saber:

A: relacionado com a geologia, refere-se à síntese das características litológicas e geológico-estruturais do maciço rochoso baseada nos seguintes itens:

- origem e natureza do tipo de rocha (litologia)
- estado da geologia estrutural do material-rocha (i.e., competência do material rochoso e o estado da fracturação/dobramento)
- resistência e estado de alteração da rocha (compacta, branda, decomposta)

B – relacionado com a geometria, refere-se ao efeito do padrão das descontinuidades no que diz respeito à orientação do túnel (ou seja, se o padrão é paralelo ou perpendicular ao traçado do túnel), com base:

- no espaçamento entre descontinuidades
- na atitude das descontinuidades
- no sentido da escavação subterrânea

C – relacionado com a hidrogeologia, refere-se ao efeito do fluxo de água subterrânea e/ou superficial relativamente às características das descontinuidades, com base:

- no caudal efluente à escavação
- nas características das descontinuidades (boa, razoável ou fraca)
- na análise de conjunto da qualidade do maciço com base do conjunto

O Quadro 3.1 apresenta os parâmetros para obtenção do RSR (*Rock Structure Rating*).

A Figura 3.1 permite com base no valor de RSR prever o sustimento da escavação.

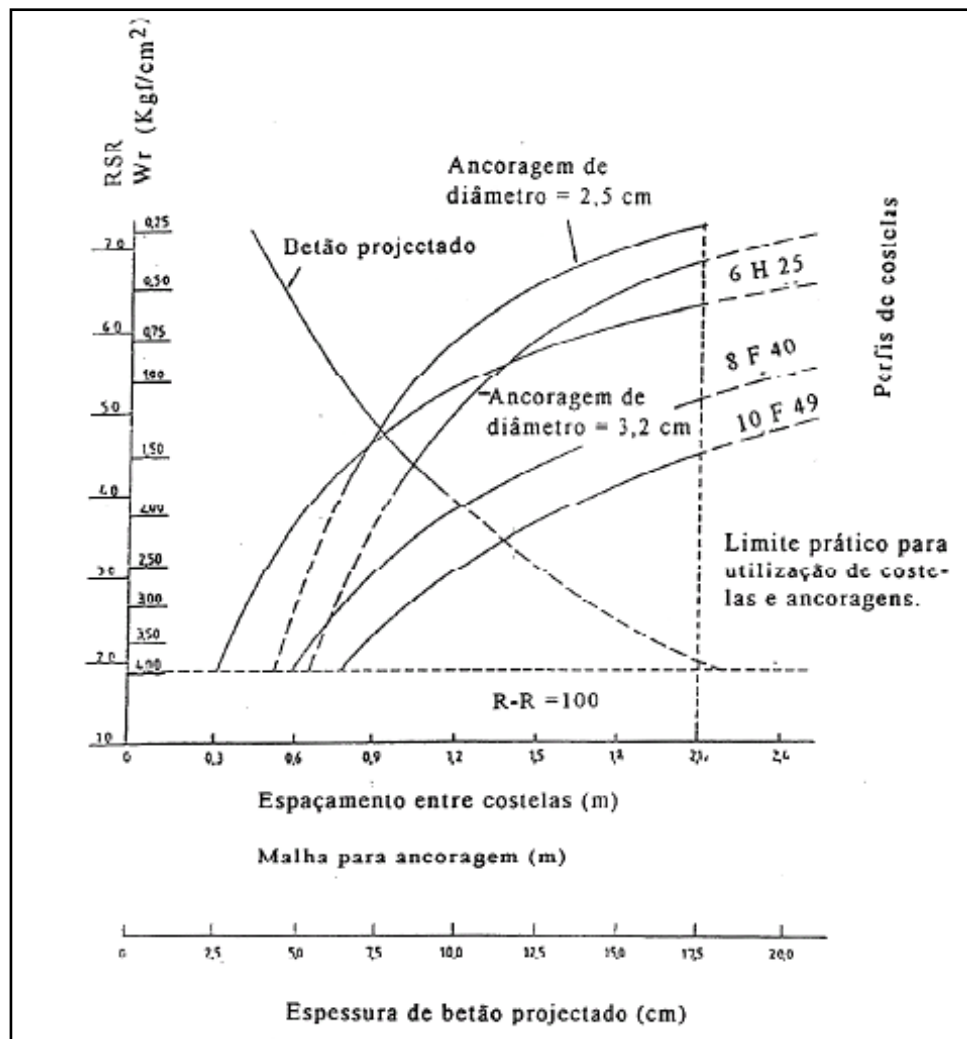


Figura 3.1 - Estimativas da sustentação de RSR (adaptado de Wickham et al., 1972).

3.2.3 ROCK MASS RATING (RMR)

O sistema RMR é um dos mais utilizados para a classificação de maciços rochosos (Bieniawski, 1973, 1976, 1979, 1989, 1993). Baseia-se na consideração de seis parâmetros geológico-geotécnicos, aos quais se atribuem pesos relativos. O resultado do índice RMR para um determinado maciço pode variar entre 0 e 100 e é obtido através da soma algébrica dos pesos referidos, como se ilustra na Figura 3.2

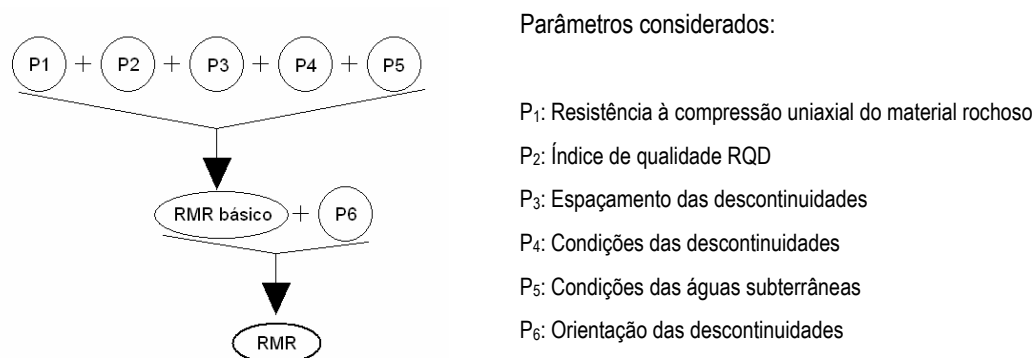


Figura 3.2 - Representação gráfica da obtenção do valor de RMR.

A resistência da rocha pode ser obtida através do ensaio laboratorial de compressão uniaxial em amostras devidamente preparadas, ou então através do ensaio de carga pontual (*Point Load Test*) já que, para efeitos de classificação de maciços, este ensaio fornece uma estimativa satisfatória daquele valor. No caso de haver mais do que um conjunto de descontinuidades, os pesos relativos ao espaçamento e condições das descontinuidades devem ser determinados para aquele que for mais crítico para a obra em questão.

O peso devido à orientação das descontinuidades foi introduzido por Bieniawski (1973, 1976, 1989) como ajuste do somatório dos cinco pesos anteriores, para ter em conta o efeito favorável ou desfavorável dessa orientação. Não é fácil aplicar esta correcção porque uma determinada orientação pode ser favorável ou desfavorável dependendo das condições das águas subterrâneas e das próprias descontinuidades. Foi, ainda, desenvolvido por Bieniawski (1989) uma adaptação da classificação RMR para ambiente mineiro.

Os sistemas de classificação podem ser representados matricialmente (Miranda, 2003). Considera-se que cada parâmetro é composto de duas partes: o peso do parâmetro e a avaliação do maciço rochoso (Castelli, 1992). Considera-se que os pesos dos parâmetros são dependentes

do tipo de obra em questão. Por exemplo, a importância das águas subterrâneas é maior do que a resistência da rocha intacta quando se está a estudar a estabilidade de um talude rochoso. A avaliação do maciço rochoso para um parâmetro é universal. Assume-se que a avaliação pode ser feita, quantitativamente, num intervalo de 0 a 1.

Se considerarmos $RMR_{\text{básico}}$ como o valor definido pelos parâmetros P_1 a P_5 , este pode ser representado do seguinte modo:

$$RMR_{\text{básico}} = [w_1, w_2, w_3, w_4, w_5] \cdot [E_1, E_2, E_3, E_4, E_5]^T = [W] \cdot [E]^T \quad [3.1]$$

em que w_i é peso do parâmetro P_i e E_i avaliação quantitativa do maciço rochoso para o parâmetro P_i com $0 \leq E_i \leq 1$. Obtém-se então:

$$P_i = w_i \cdot E_i \quad [3.2]$$

O sexto parâmetro, que é utilizado como um parâmetro de ajuste para considerar a influência da orientação das descontinuidades, pode ser considerado da seguinte forma:

$$P_6 = -(P_{1,aj} + P_{2,aj} + P_{3,aj} + P_{4,aj} + P_{5,aj}) \quad [3.3]$$

com

$$P_{i,aj} = w_i \cdot E_{i,aj} \quad [3.4]$$

onde $P_{i,aj}$ é parâmetro de ajuste para P_i , dependendo da obra em questão e das orientações; $E_{i,aj}$ é a avaliação quantitativa da influência das orientações para o parâmetro i , com $0 \leq E_{i,aj} \leq 1$.

Assim, o parâmetro de ajuste P_6 pode ser representado pelas matrizes:

$$P_6 = -[w_1, w_2, w_3, w_4, w_5] \cdot [E_{1,aj}, E_{2,aj}, E_{3,aj}, E_{4,aj}, E_{5,aj}]^T = [W] \cdot [E_{aj}]^T \quad [3.5]$$

Como resultado,

$$RMR = RMR_{básico} + P_6 = [W] \cdot [E]^T - [W] \cdot [E_{aj}]^T \quad [3.6]$$

Finalmente,

$$RMR = [W] \cdot \{[E]^T - [E_{aj}]^T\} \quad [3.7]$$

A matriz $\{[E]^T - [E_{aj}]^T\}$ representa a avaliação do maciço rochoso, incluindo a influência da orientação das descontinuidades.

A classificação do maciço é executada dividindo-o em zonas estruturais com características geológico-geotécnicas semelhantes. A partir do valor obtido para o RMR, o maciço rochoso é então enquadrado numa de cinco classes, para as quais estão estabelecidos os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb (coesão e ângulo de atrito de pico), período de tempo sem suporte (*stand-up-time*) e informações sobre a qualidade do maciço. O valor do RMR e o significado do seu valor podem ser obtidos consultando o quadro 3.2.

Os valores de coesão apresentados nesta tabela são aplicáveis apenas a taludes em maciços rochosos saturados e alterados. No caso dos túneis, este valor deve ser considerado uma ordem de grandeza mais elevada. A experiência sugere que deve ser somado 10 ao valor de RMR no caso de túneis escavados com TBM (*Tunneling Boring Machine*) e 3 a 5 no caso da utilização controlada de explosivos.

Quadro 3.2 - Classificação geomecânica RMR de Bieniawski (1989).

A – Parâmetros de classificação e seus pesos									
Parâmetro				Intervalo de variação dos valores					
P1	Resistência do material rochoso intacto	Ensaio de Carga Pontual (MPa)	>10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Para este intervalo é aconselhável utilizar o ensaio de resistência à compressão uniaxial		
		Resistência à Compressão uniaxial (MPa)	>250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	<1 MPa
	Peso		15	12	7	4	2	1	0
P2	RQD	90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%			
	Peso	20	17	13	8	3			
P3	Espaçamento das descontinuidades	>2 m	0.6-2.0m	200-600mm	60-200mm	<60mm			
	Peso	20	15	10	8	5			
P4	Condições das descontinuidades (ver E)	Superfícies muito rugosas Não contínuas Nenhuma separação Superfície de rocha inalterada	Superfícies ligeira/ rugosas Separação <1mm Superfície de rocha ligeira/ alterada	Superfícies ligeira/ rugosas Separação <1mm Superfície de rocha muito alterada	Superfícies lisas ou enchimento c/ espessura < 5mm ou Separação 1-5mm contínua	enchimento mole com espessura >5mm ou separação >5mm contínua			
		Peso	30	25	20	10	0		
	P5	Água subterrânea	Caudal por 10m de túnel (l/m)	Nenhum	<10	10-25	25-125	>125	
(Pressão água nas diaclases/ tensão principal máxima)			0	<0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5		
Condições gerais			Completa/ seco	Ligeira/ Húmido	Húmido	Gotejando	Fluindo		
Peso		15	10	7	4	0			
B. Ajuste dos pesos devido à orientação das descontinuidades (ver F)									
		Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito Desfavorável			
P6	Túneis e minas	0	-2	-5	-10	-12			
	Fundações	0	-2	-7	-15	-25			
	Taludes	0	-5	-25	-50				
C. Classe do maciço rochoso determinado através da soma dos pesos parciais									
Peso		100-81	80-61	60-41	40-21	<21			
Tipo de Classe		I	II	III	IV	V			
Descrição		Rocha de muito boa qualidade	Rocha de boa qualidade	Rocha de qualidade razoável	Rocha de má qualidade	Rocha de muito má qualidade			
D. Significado das classes das rochas									
Tipo de classe		I	II	III	IV	V			
Tempo médio de auto-sustimento (auto-portante)		20 anos para um vão de 15m	1 ano para um vão de 10m	1 semana para um vão de 5m	10 horas para um vão 2.5m	30 minutos para um vão de 1m			
Coesão do maciço rochoso (kPa)		>400	300-400	200-300	100-200	<100			
Ângulo de atrito do maciço rochoso (°)		>45	35-45	25-35	15-25	<15			
E. Orientações para a classificação das condições das descontinuidades									
Comprimento (persistência)	<1m	1-3m	3-10m	10-20m	>20m				
Peso	6	4	2	1	0				
Abertura	Nenhuma	<0.1mm	0.1-1.0mm	1-5mm	>5mm				
Peso	6	5	4	1	0				
Rugosidade	Muito rugoso	Rugoso	Ligeira/ rugoso	Macio	Liso				
Peso	6	5	3	1	0				
Enchimento	Nenhum	Enchimento duro <5mm	Enchimento duro >5mm	Enchimento mole <5mm	E. mole >5mm				
Peso	6	4	2	2	0				
Grau de alteração	Inalterado	Ligeira/ alterado	Moderada/ alterado	Muito alterado	Decomposto				
Peso	6	5	3	1	0				
F. Efeito da orientação da direcção e da inclinação das descontinuidades em túneis									
Direcção perpendicular ao eixo do túnel					Direcção paralela ao eixo do túnel				
Escavar c/ o mergulho – Inclinação 45-90°			Escavar c/ o mergulho – Inclinação 20-45°		Mergulho 45-90°		Mergulho 20-45°		
Muito favorável			Favorável		Muito favorável		Razoável		
Escavar contra o mergulho – Inclinação 45-90°			Escavar contra o mergulho – Inclinação 20-45°			Mergulho 0-20 Independente da direcção			
Razoável			Desfavorável			Razoável			

Bieniawski (1989) estabeleceu recomendações quanto ao modo de escavação e tipo de suporte definitivo a adoptar para túneis com cerca de 10 metros de vão, tensão vertical inferior a 25 MPa e escavados com recurso a explosivos (Quadro 3.3). Estas recomendações não se adequam totalmente às situações concretas e actuais em Portugal, pelo que se reconhece a importância de novas recomendações estabelecidas por Romana (2003) para o tipo de escavação e suportes, para vãos entre 10 e 14m.

Quadro 3.3 - Recomendações de escavação e suporte com base nas classes do sistema RMR (adaptado de Bieniawski, 1989).

Classe do maciço	Escavação	Suporte		
		Pregagens (20mm diâmetro envolvidas em Grout)	Betão projectado	Cimbres
I	Secção total 3m de avanço	Geralmente não requer suporte, com excepção de pregagens ocasionais		
II	Secção total, 1,0 a 1,5m de avanço. Suporte completo a 20m da frente.	Pregagens de 3m de comp., espaçadas de 2,5m, ocasionalmente com malha em certas zonas do tecto	50mm no tecto quando necessário	Nenhum
III	Secção parcial (frente e rebaixo), avanço 1,5-3m. Início do suporte após cada fogo. Suporte completo a 10m	Pregagens sistemáticas com 4m de comp., espaçadas de 2m nas paredes e tectos, com malha no tecto	50-100mm no tecto 30 mm nas paredes	Nenhum
IV	Secção parcial (frente e rebaixo), avanço 1,0-1,5m. Instalação do suporte concomitantemente com a escavação	Pregagens sistemáticas com 4-5m de comp., espaçadas de 1-1,5m com malha no tecto e paredes	100-150mm no tecto 100mm nas paredes	Cimbres leves a médios espaçados de 1,5m
V	Secções múltiplas, avanço de 0,5-1,5m. Instalação do suporte com a escavação. Betão projectado logo após fogo	Pregagens sistemáticas com 5-6m de comp., espaçadas de 1-1,5m com malha no tecto e paredes. Pregagem na soleira	150-200mm no tecto 150mm nas paredes e 50mm na face	Cimbres médios a pesados espaçados de 0,75m. Fechamento da soleira

O tempo médio de auto-sustentação para túneis com tecto em arco, pode ser obtido através do ábaco da Figura 3.3. Lauffer (1988) observou que o tempo de auto-sustentação aumenta em

túneis escavados com recurso a tuneladora TBM. Este aumento pode ser tido em consideração, aumentando uma classe ao resultado final do RMR.



Figura 3.3 - Ábaco para determinação do período de estabilidade sem revestimento (adaptado de Bieniawski, 1989).

Através do valor de RMR pode ser estimada a carga instalada nos suportes através da seguinte expressão:

$$P_v = \frac{100 - RMR}{100} \cdot \gamma \cdot B = \gamma \cdot h_t \quad [3.8]$$

onde P_v é a pressão vertical instalada nos suportes, γ o peso volúmico da rocha em kg/m^3 , B a largura da obra, em metros, e h_t é a altura do maciço equivalente à carga.

Goel & Jetwa (1991), através da comparação de pressões nos suportes medidas e estimadas pela expressão, concluíram que esta não seria aplicável a túneis em maciços rochosos com tecto em arco. Assim, segundo estes autores, a partir do estudo de trinta túneis monitorizados com

instrumentação geotécnica, apresentaram a seguinte expressão para a determinação da pressão nos suportes, no caso de escavação feita com explosivos e utilizando costelas metálicas como suporte:

$$P_v(MPa) = \frac{0,75 \cdot B^{0,1} \cdot H^{0,5} - RMR}{2 \cdot RMR} \quad [3.9]$$

onde, H é a profundidade do túnel em metros (≥ 50).

O comprimento das pregagens (L) pode ser obtido por uma das seguintes relações:

$$L = \frac{h_t}{2} \quad [3.10]$$

$$L = \frac{B}{3} \quad [3.11]$$

$$L = B^{2/3} \quad [3.12]$$

O espaçamento (S) pode ser determinado através da capacidade de carga da pregagem (C_b) estabelecida através de ensaios *pull-out* em obra com a fórmula:

$$S = \sqrt{0,6 \cdot C_b / \gamma \cdot h_t} \quad [3.13]$$

ou através do critério: $1,2 < L/S < 2,0$.

A mínima tensão na pregagem (T) pode ser calculada através da equação de Lang-Bischoff (Bieniawski, 1989):

$$T = \alpha \cdot \frac{\gamma \cdot A \cdot R}{k \cdot \mu} \cdot \left(1 - \frac{c}{\gamma \cdot R} - \frac{h \cdot \mu}{\gamma \cdot R} \right) \cdot \frac{1 - e^{-k\mu d/R}}{1 - e^{-k\mu L/R}} \quad [3.14]$$

onde α - factor igual a 0,5 para pregagens activas e 1,0 para pregagens passivas; μ - tangente do ângulo de atrito do maciço rochoso; $k = (1 - \sin\phi)/(1 + \sin\phi)$; h - tensão horizontal média; s - espaçamento das pregagens; L - comprimento das pregagens; A - área reforçada ($=s \times s$); R - raio de corte da coluna rochosa ($=s/4=A/P$); P - perímetro de corte da coluna rochosa ($=4s$); e d - altura de rocha sob tensão por cima da abertura ($=l + s$)

Por fim, podem ainda referir-se as correlações entre o valor do RMR e o módulo de deformabilidade do maciço rochoso (E_M), apresentadas por Serafim & Pereira (1983), Bieniawski (1989) e Hoek & Brown (1997).

Serafim & Pereira (1983)

$$E_M (GPa) = 10^{\frac{RMR-10}{40}} \quad [3.15]$$

Bieniawski (1989)

$$E_M (GPa) = 2 \cdot RMR - 100; \text{ RMR} > 50 \text{ e } \sigma_c > 100 \text{ MPa} \quad [3.16]$$

Hoek & Brown (1997)

$$E_M (GPa) = \frac{\sqrt{\sigma_c}}{10} \cdot 10^{\frac{RMR-10}{40}}; \sigma_c \leq 100 \text{ MPa} \quad [3.17]$$

O factor de redução do módulo de deformabilidade da rocha intacta (MRF) é definido pela razão entre o módulo de deformabilidade do maciço rochoso e o módulo de deformabilidade da rocha intacta (E_R) (Singh, 1979). Nicholson & Bieniawski (1990) desenvolveram uma expressão empírica para correlacionar este factor com o valor do RMR:

$$MRF = \frac{E_M}{E_R} = 0,0028 \cdot RMR^2 + 0,9 \cdot e^{\left(\frac{RMR}{22,28}\right)} \quad [3.18]$$

Mitri et al. (1994), utilizando o mesmo conceito de MRF, propuseram a seguinte equação:

$$MRF = \frac{E_M}{E_R} = 0,5 \cdot [1 - \cos(\pi \cdot RMR/100)] \quad [3.19]$$

O módulo de deformabilidade de um maciço rochoso seco e pouco resistente ($\sigma_c < 100$ MPa), em aberturas subterrâneas localizadas a profundidades superiores a 50 metros, é dependente da pressão de confinamento e pode ser determinado a partir da seguinte expressão (Verman, 1993):

$$E_M (GPa) = 0,3 \cdot H^\alpha \cdot 10^{(RMR-20)/38} \quad [3.20]$$

onde α - 0,16 a 0,30 (mais elevado para rochas mais brandas), e H - profundidade a que se encontra a abertura para valores superiores a 50m.

3.2.4 ROCK TUNNELLING QUALITY INDEX, Q

O Sistema Q foi desenvolvido por Barton et al. (1974) que, após a observação e análise de um grande número de túneis na Escandinávia, propuseram um índice de qualidade Q, para a classificação de maciços rochosos e obtenção de necessidades de suporte. A obtenção deste índice faz-se como esquematizado na Figura 3.4 pela expressão:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SFR} \quad [3.21]$$

Os três quocientes apresentados na expressão podem ser entendidos da seguinte forma:

- RQD/J_n - Representa a compartimentação do maciço rochoso e é uma medida grosseira do tamanho dos blocos.
- J_r/J_a - Representa a resistência ao corte das discontinuidades (e do maciço rochoso).
- J_w/SRF - Representa um factor empírico denominado por “tensão activa”.

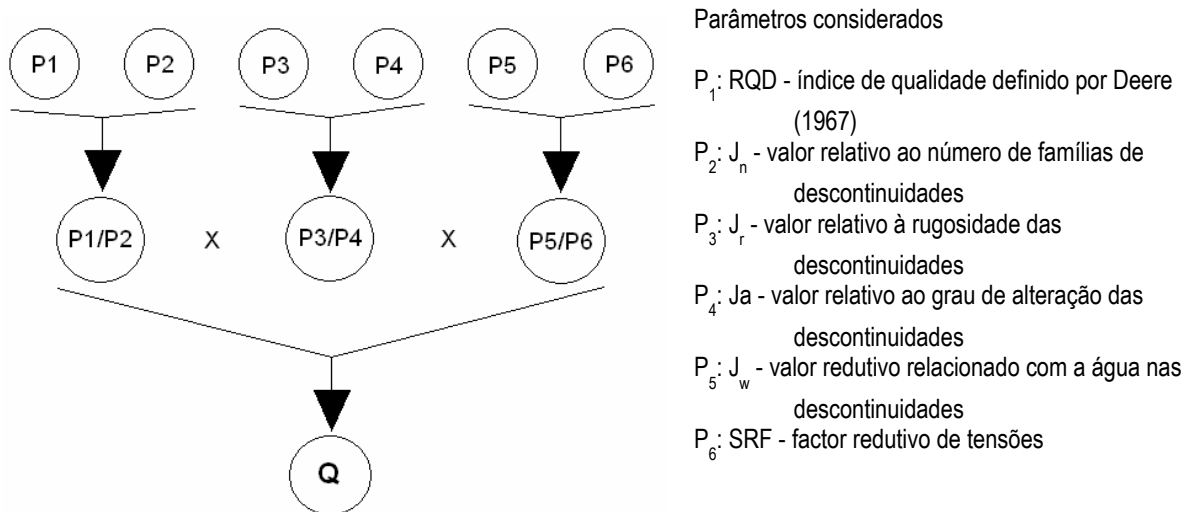


Figura 3.4 - Representação gráfica da obtenção do valor de Q.

À semelhança do sistema RMR, o Q também pode ser representado matricialmente. Este sistema utiliza produtos e quocientes, em vez de adições como em RMR. Assim, para a sua representação matricial, é necessária a aplicação de logaritmos de modo a transformar a expressão numa soma:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \Leftrightarrow \log(Q) = \log(RQD) + \log\left(\frac{1}{J_n}\right) + \log(J_r) + \log\left(\frac{1}{J_a}\right) + \log(J_w) + \log\left(\frac{1}{SRF}\right) \quad [3.22]$$

Deste modo, $\log(Q)$ pode ser representado por:

$$\log(Q) = P'_1 + P'_2 + P'_3 + P'_4 + P'_5 + P'_6 \quad [3.23]$$

Seguindo o mesmo procedimento que se utilizou para o sistema RMR, obtém-se a seguinte formulação matricial:

$$\log(Q) = [w_1, w_2, w_3, w_4, w_5, w_6] \cdot [E_1, E_2, E_3, E_4, E_5, E_6]^T = [W] \cdot [E]^T \quad [3.24]$$

em que P'_i é dado por uma expressão similar a 3.2.

Nos Quadros 3.4 a 3.9, encontram-se descritas as regras que permitem a quantificação dos diversos parâmetros mencionados de modo a obter-se o valor do índice geomecânico Q (Barton, 2000).

Quadro 3.4 - Obtenção do valor RQD

Designação da qualidade da rocha	RQD (%)
A - Rocha de muito má qualidade	0-25
B - Rocha de má qualidade	25-50
C - Rocha de qualidade razoável	50-75
D - Rocha de boa qualidade	75-90
E - Rocha de excelente qualidade	90-100

Notas: i) Quando $RQD \leq 10$ (incluindo 0), o valor a adoptar para o RQD na avaliação de Q é 10. ii) A adopção valores do RQD para intervalos de 5 é considerada adequada.

Quadro 3.5 - Obtenção do valor J_n

Número de famílias de descontinuidades	J_n
A - Nenhuma ou poucas	0,5-1,0
B - Uma	2
C - Uma mais descontinuidades esparsas	3
D - Duas	4
E - Duas mais descontinuidades esparsas	6
F - Três	9
G - Três mais descontinuidades esparsas	12
H - Quatro ou mais, descontinuidades esparsas, maciços altamente fracturados	15
I - Rocha esmagada, tipo terroso	20

Notas: i) Para intersecções utilize $3xJ_n$; ii) Para bocas de entrada do túnel utilize $2xJ_n$

Quadro 3.6 - Obtenção do valor J_r

Descrição das descontinuidades	J_r
A - Sem continuidade	4
B - Rugosas, irregulares, onduladas	3
C - Lisas, onduladas	2
D - Polidas, onduladas	1,5
E - Rugosas ou irregulares, planares	1,5
F - Lisas, planas	1,0
G - Polidas, planas	0,5

c) Não há contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades

Descrição	J_r
H - Zona contendo espessura de minerais argilosos suficiente para impedir o contacto entre as paredes	1,0
I - Zonas esmagadas, arenosas ou cascalhentas com espessura suficiente para impedir o contacto entre as paredes	1,0

Notas: i) As descrições referentes às alíneas a) e b) referem-se a escalas de amostragem de dimensões pequena e intermédia, respectivamente; ii) Somar 1,0 se o espaçamento da família de descontinuidades mais relevante for maior do que 3m. iii) $J_r = 0,5$ pode ser utilizado para descontinuidades polidas contendo lineações, prevenindo-se o facto de que as lineações devam estar orientadas de acordo com menor resistência. iv) Os valores de J_r e J_a devem ser obtidos aplicando-se à família de descontinuidades que for mais desfavorável para a estabilidade do ponto de vista da orientação e da resistência ao corte, τ (onde $\tau \approx \sigma_n \tan(\phi/J_r)$)

Quadro 3.7 - Obtenção do valor J_a

a) Contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades		
Descrição	J_a	ϕ_r (°) aprox.
A - Paredes duras e compactas	0.75	-
B - Paredes não alteradas, somente com leve descoloração	1.0	25-35
C - Paredes ligeiramente alteradas, minerais não brandos, partículas arenosas	2.0	25-30
D - Paredes com partículas silto-arenosas ou silto-argilosas, pequena fracção argilosa (não branda)	3.0	20-25
E - Paredes com partículas de materiais moles ou de baixo ângulo de atrito, tais como caulinite, mica, gesso, talco, clorite, grafite, etc. e pequenas quantidades de argilas expansivas.	4.0	8-16
b) Contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades antes de 10cm de escorregamento		
Descrição	J_a	ϕ_r (°)
F - Paredes com partículas de areia e rochas desintegradas, etc.	4.0	25-30
G - Descontinuidades com preenchimento argiloso sobreconsolidado (contínuo, mas com espessura <5mm)	6.0	16-24
H - Descontinuidades com preenchimento argiloso sub-consolidado (contínuo, mas com espessura <5mm)	8.0	12-16
I - Descontinuidades com enchimento argiloso expansivo, como por exemplo montmorilonite (contínuo mas com espessura <5mm). O valor de J_a depende da percentagem de argila e do excesso de água, etc.	8-12	6-12
c) Não há contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades		
Descrição	J_a	ϕ_r (°)
J - Zonas ou bandas com rochas desintegradas ou esmagadas (ver G, H e I para condições do material argiloso)	6,8 ou 8-12	6-24
K - Zonas ou bandas silto-argilosas ou areno-argilosas, com pequenas fracções de argila	5.0	-
L - Zonas contínuas de argila (ver G, H e I para condições do material argiloso)	10, 13 ou 13-20	6-24

Quadro 3.8 - Obtenção do valor de J_w

Descrição	J_w	Pressão da água aprox. (MPa)
A - Escavações secas ou caudal afluído pequeno, isto é <5 l/min localmente	1.0	<0,1
B - Caudal médio ou pressão que ocasionalmente arraste o preenchimento das descontinuidades	0.66	0,1-0,25
C - Caudal elevado ou pressão elevada em rochas competentes sem preenchimento	0.5	0,25-1
D - Caudal elevado ou pressão elevada	0.3	0,25-1
E - Caudal excepcionalmente elevado ou pressão explosiva, decaindo com o tempo	0.2-0.1	>1
F - Caudal excepcionalmente elevado ou pressão contínua, sem decaimento	0.1-0.05	>1

Notas: i) Os factores nos casos C e F são estimados para condições naturais. O parâmetro J_w deverá ser aumentado caso sejam efectuadas drenagens. ii) Os problemas especiais relacionados com a formação de gelo não são considerados

Quadro 3.9 - Obtenção do valor SFR

a) Zonas de fraqueza intersectando a escavação, o que pode causar perdas no maciço rochoso quando o túnel for escavado				
Descrição			SRF	
A - Ocorrência de zonas alteradas múltiplas contendo argilas ou rochas quimicamente desintegradas em torno da cavidade (a qualquer profundidade)			10,0	
B - Zonas de baixa resistência contendo argila ou rocha quimicamente desintegrada (profundidade de escavação ≤50m)			5,0	
C - Zonas de baixa resistência contendo argila ou rocha quimicamente desintegrada (profundidade de escavação >50m)			2,5	
D - Zonas múltiplas de corte em rocha competente, sem argila, com rocha desintegrada na vizinhança (qualquer profundidade)			7,5	
E - Zonas singulares de corte em rocha competente, sem argila (profundidade de escavação ≤50m)			5,0	
F - Zonas singulares de corte em rocha competente, sem argila (profundidade de escavação ≤50m)			2,5	
G - Descontinuidades abertas, fracturação muito intensa (qualquer profundidade)			5,0	
b) Rocha competente, problemas de tensões na rocha				
Descrição		σ_1/σ_c	σ_3/σ_c	SRF
H - Tensões baixas, próximo da superfície, diaclases abertas		>200	<0,01	2,5
I - Tensões médias, condições de tensão favoráveis		200-10	0,01-0,3	1,0
J - Tensões altas, estrutura rochosa muito fechada (usualmente favorável para a estabilidade, pode ser desfavorável para a estabilidade das paredes)		10-5	0,3-0,4	0,5-2,0
K - Explosões moderadas de rochas maciças depois >1 hora		5-3,0	0,33-0,16	5-10
L - Explosões moderadas de rochas maciças em poucos minutos		3-2	0,65-1	50-200
M - Explosões intensas de rochas maciças		<2	>1	200-400
c) Rocha esmagada: plastificação de rochas incompetentes sob a influência de altas pressões de rocha				
Descrição			σ_1/σ_c	SRF
N - Pressão moderada da rocha esmagada			1-5	5-10
O - Pressão elevada da rocha esmagada			>5	10-20
d) Rochas expansivas: actividade química expansiva devida à presença da água				
Descrição			SRF	
P - Pressão de expansão moderada			5-10	
Q - Pressão de expansão elevada			10-15	

Notas: i) Para a alínea a) reduzir os valores de SRF de 25% a 50% se as zonas alteradas influenciarem mas não intersectarem a escavação. ii) Para os casos da alínea b) e para tensões virgens fortemente anisotrópicas (se medidas): quando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reduzir σ_c para $0,75\sigma_c$. Quando $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reduzir σ_c para $0,5\sigma_c$, onde σ_c é a resistência à compressão simples, σ_1 e σ_3 são as tensões principais máxima e mínima, e σ_a a tensão tangencial máxima (estimada através da teoria da elasticidade). iii) Ainda para a alínea b), quando a profundidade da coroa é inferior ao vão, deve-se aumentar o valor de SRF 2,5 a 5 vezes (ver H). iv) Casos de rocha esmagada podem ocorrer para profundidades $H > 350Q^{1/3}$. A resistência à compressão do maciço é de, aproximadamente, $0,7\gamma Q^{1/3}$ onde γ é o peso volumico da rocha em kN/m^3 .

O valor de Q permite definir classes qualitativas do maciço rochoso e informações sobre a estabilidade e as necessidades de suporte em escavações subterrâneas, como se pode observar na Figura 3.5. Para o efeito, Barton et al. (1974) definiram um parâmetro complementar a que denominaram de Dimensão Equivalente (D_e) para a escavação. A dimensão equivalente é obtida dividindo o vão (ou o diâmetro, ou a altura) de escavação, por um valor de segurança designado de ESR (*Excavation Support Ratio*). O valor de ESR está relacionado com o uso pretendido para a escavação e o grau de segurança que é exigido ao sistema de suporte instalado para manter a estabilidade da escavação. Os valores de ESR podem ser obtidos do Quadro 3.10.

Quadro 3.10 - Valores de ESR (*Excavation Support Ratio*), segundo Hoek (2007).

Classe	Tipo de escavação	ESR
A	Cavidades mineiras temporárias	2,0-5,0
B	Cavidades mineiras definitivas, túneis de aproveitamentos hidráulicos (excepto túneis sobre pressão), túneis pilotos, túneis de desvio, escavações superiores de grandes cavidades	1,6-2,0
C	Cavernas de armazenagem, estações de tratamento de águas, pequenos túneis rodo-ferroviários, túneis de acesso	1,2-1,3
D	Centrais eléctricas, túneis rodo-ferroviários de grande dimensão, abrigos de defesa, bocas de entrada, intersecções	0,9-1,1
F	Centrais nucleares subterrâneas, estações de caminhos-de-ferro, equipamentos de desporto ou públicos, fábricas, túneis para "pipelines" de grandes dimensões	0,5-0,8

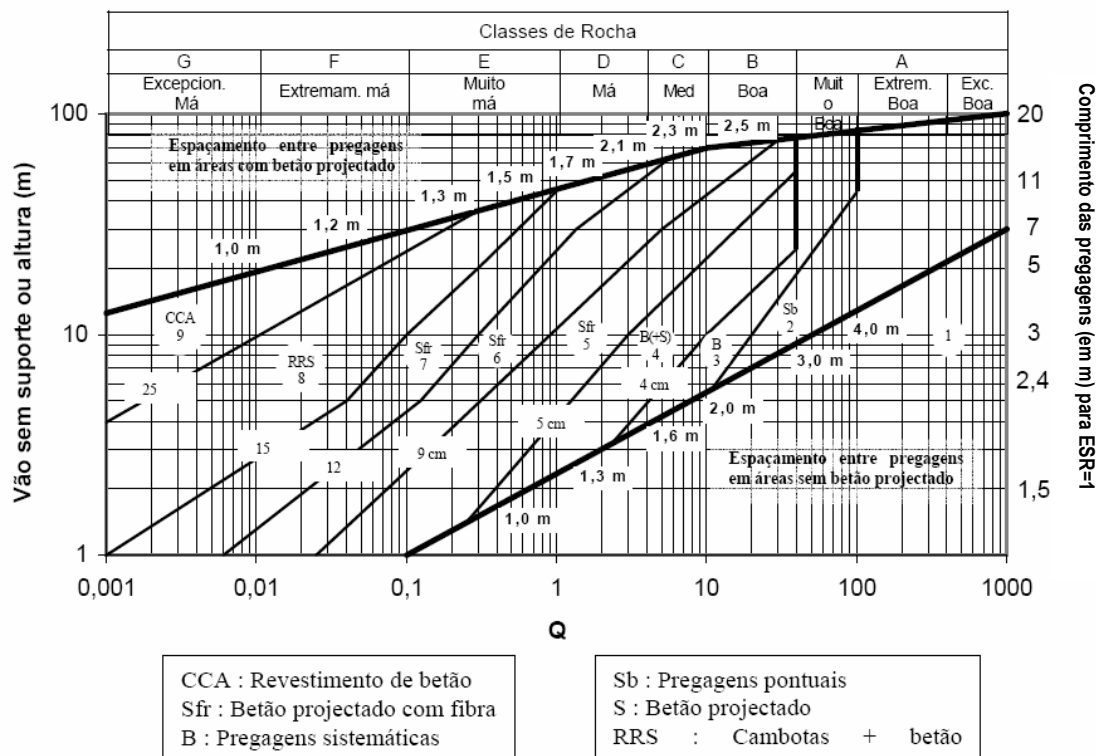
No caso de túneis escavados com recurso a tuneladora (tipo TBM), estes valores sofrem algumas alterações, devendo ser utilizados os do Quadro 3.11.

Quadro 3.11 - Valor de ESR a considerar para túneis TBM (Hoek, 2007). Para o caso dos túneis de tráfego deve utilizar-se o valor 0,5 no caso de túneis longos destinados a comboios de alta velocidade e de tráfego automóvel.

Tipo de escavação	ESR
Túneis piloto	2,0
Túneis para água e esgotos	1,5
Túneis de tráfego	0,5 a 1,0

Utilizando os valores de Q e da dimensão equivalente no ábaco da Figura 3.5, é possível determinar a categoria do suporte definitivo requerido (Grimstad & Barton, 1993).

Figura 3.5-Escolha do tipo de sustimento em função da classificação Q (adaptado de Barton et al., 1974 e Barton, 2000).



Os túneis de secção circular escavados com tuneladora apresentam menores alterações do que os escavados com explosivos, logo as necessidades de suporte também serão menores. Esta maior estabilidade verifica-se, fundamentalmente, em maciços com valores de Q dentro de um intervalo central, podendo considerar-se um valor de Q superior ao observado para estes casos. Assim, para traduzir esta maior estabilidade dentro do intervalo central dos valores de Q , considera-se, para a determinação das necessidades de suporte, um valor de $2Q$ em túneis de grande diâmetro e $5Q$ para túneis de pequeno diâmetro. Fora deste intervalo central os suportes requeridos para este tipo de túneis são os mesmos do que para os túneis abertos com escavação e explosivos. Para a determinação de um sistema de suporte provisório, poderá considerar-se um valor de $5Q$ que deverá baixar para $2Q$ no caso do suporte tiver de permanecer activo por mais de um ano.

Este sistema fornece, ainda, outras informações relevantes, nomeadamente o cálculo de uma estimativa para os deslocamentos medidos de convergência do túnel. Esses deslocamentos são relacionados com o vão e a altura do túnel (ou diâmetro no caso da secção ser circular), com as

tensões verticais (σ_v) e horizontais (σ_h) e com a resistência à compressão uniaxial (σ_c) através das seguintes expressões (Barton, 1998):

$$\Delta_v \approx \frac{vão}{100 \cdot Q} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_v}{\sigma_c}} \quad [3.25]$$

$$\Delta_h \approx \frac{altura}{100 \cdot Q} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_h}{\sigma_c}} \quad [3.26]$$

O comprimento L das pregagens e ancoragens pode ser estimado através da largura da escavação B, do valor de ESR e da altura da escavação H em metros, como se apresenta no Quadro 3.12.

Quadro 3.12 - Estimativa do comprimento de pregagens e ancoragens.

	Pregagens	Ancoragens
Tecto	$L(m) = 2 + \frac{0,15 \cdot B}{ESR} \quad [3.27]$	$L(m) = \frac{0,40 \cdot B}{ESR} \quad [3.28]$
Paredes	$L(m) = 2 + \frac{0,15 \cdot H}{ESR} \quad [3.29]$	$L(m) = \frac{0,35 \cdot H}{ESR} \quad [3.30]$

O máximo vão auto-portante pode ser estimado pela relação (Barton et al., 1974):

$$L = 2 \cdot (ESR) \cdot Q^{0.4} \quad [3.31]$$

Os mesmos autores sugerem expressões empíricas para correlacionar o valor de Q e a pressão actuante sobre o suporte definitivo. Estas expressões apresentam-se no Quadro 3.13.

Quadro 3.13 - Expressões para a estimativa da pressão sobre o suporte definitivo.

Número de famílias descontinuidades	≥ 3	< 3
P_v – pressão no tecto	$P_v (MPa) = (0,2 / J_r) \cdot Q^{-1/3} \quad [3.32]$	$P_v = \frac{0,2 \cdot J_n^{1/2}}{3 \cdot J_r} \cdot Q^{-1/3} \quad [3.33]$
P_h – pressão nas paredes	$P_h (MPa) = (0,2 / J_r) \cdot Q_w^{-1/3} \quad [3.34]$	$P_h = \frac{0,2 \cdot J_n^{1/2}}{3 \cdot J_r} \cdot Q_w^{-1/3} \quad [3.35]$

em que Q_w é designado por *factor parede*, e é obtido multiplicando o valor de Q por um factor que depende da ordem de grandeza deste valor como se apresenta no Quadro 3.14.

Quadro 3.14 - Determinação dos valores de Q_w .

Intervalo de Q	Factor parede Q_w
>10	5,0.Q
0,1-10	2,5.Q
<0,1	1,0.Q

Para prever a pressão nos suportes em maciços de má qualidade ($Q < 4$), Bhasin & Grimstad (1996) sugeriram a seguinte expressão:

$$P_v (kPa) = \frac{40 \cdot B}{J_r} \cdot Q^{-1/3} \quad [3.36]$$

onde B é o diâmetro ou o vão do túnel em metros. Esta expressão mostra que a pressão nos suportes aumenta com as dimensões do túnel e em maciços rochosos de má qualidade.

Whittaker et al. (1992) apresentaram, com base na instrumentação de trinta túneis, outra correlação para a obtenção da pressão vertical nos suportes a curto prazo:

$$P_v (MPa) = \frac{0,2}{J_r} \cdot Q_i^{-1/3} \cdot f \cdot f' \cdot f'' \quad [3.37]$$

onde Q_i é a qualidade a curto prazo da maciço rochoso ($=5Q$), f é o factor correctivo para a profundidade, f' é o factor correctivo para a convergência do túnel, f'' é o factor correctivo para o tempo depois da instalação do suporte, e H é a profundidade do túnel em metros.

Os factores correctivos para a profundidade e para o tempo depois da escavação podem ser determinados a partir das seguintes expressões:

$$f = 1 + \frac{H - 320}{800} \geq 1 \quad [3.38]$$

$$f'' = \log(9,5 \cdot t^{0,25}) \quad [3.39]$$

onde t é o tempo em meses depois da instalação do suporte.

O factor correctivo para a convergência do túnel (f') pode ser obtido do Quadro 3.15, com base no valor normalizado da convergência do túnel definido como a razão entre a convergência radial do túnel (u_a) e o raio do túnel (a).

Quadro 3.15 - Factor correctivo f' para a convergência do túnel.

Condição da rocha	Sistema de suporte	Convergência (u_a/a), %	f'
Não esmagada ($H < 350.Q^{0,33}$)	-	<1	1,1
Esmagada ($H > 350.Q^{0,33}$)	Muito rígido	<2	>1,8
-	Rígido	2-4	0,85
-	Flexível	4-6	0,70
-	Muito flexível	6-8	1,15
-	Extremamente flexível	>8	1,80

Para estimar a pressão nas paredes, pode utilizar-se a expressão apresentada substituindo Q_i por Q_{wi} , que é o factor de qualidade do maciço rochoso das paredes a curto prazo, que depende do valor de Q e pode ser estimado a partir do Quadro 3.16.

Quadro 3.16 - Determinação dos valores de Q_{wi} .

Intervalo de Q	Factor parede Q_w
>10	25,0.Q
0,1-10	12,5.Q
<0,1	5,0.Q

As pressões a curto prazo nas paredes do túnel são de valor desprezável em condições de rocha mais favoráveis. Assim, é recomendado que, para maciços nestas condições ($Q > 10$), não seja considerada esta pressão. Para estimar a pressão a longo prazo, pode considerar-se que, em condições de rocha não esmagada, esta será 1,7 vezes superior à pressão a curto prazo. Em

condições de rocha esmagada, a pressão a longo prazo poderá ser 2 a 3 vezes superior àquele valor.

Também o índice Q pode ser correlacionável com o módulo de deformabilidade do maciço rochoso:

$$\text{Barton et al. (1980)} \quad E_M(\text{GPa}) = 25 \cdot \log Q, Q > 1 \quad [3.40]$$

$$\text{Barton \& Quadros (2002)} \quad E_M(\text{GPa}) = 10 \cdot Q^{1/3} \quad [3.41]$$

Da análise da informação de trinta e cinco túneis monitorizados com instrumentação geotécnica, Singh (1997) apresentou uma correlação entre o módulo de deformabilidade de maciços rochosos quase secos e de baixa resistência e o valor de Q:

$$E_M(\text{GPa}) = H^{0,2} \cdot Q^{0,36} \quad [3.42]$$

onde $H > 50\text{m}$. Esta expressão sugere que o módulo de deformabilidade em maciços de baixa resistência depende da pressão. O mesmo autor, a partir de trinta ensaios uniaxiais, apresentou uma outra correlação para o módulo da fase elástica durante o ciclo de descarga, válida para maciços secos e saturados:

$$E_M(\text{GPa}) = 1,5 \cdot Q^{0,6} \cdot E_R^{0,14} \quad [3.43]$$

onde E_R é o módulo de elasticidade da rocha intacta, em GPa.

Os maciços rochosos muito fracturados têm um módulo de distorção baixo devido à baixa rigidez à distorção das descontinuidades. Singh (1973) propôs a seguinte correlação entre este valor e o módulo de deformabilidade do maciço:

$$G \approx \frac{E_M}{10} \quad [3.44]$$

A partir deste índice, pode-se ainda estimar a velocidade das ondas sísmicas P no maciço. A relação foi proposta por Barton (1991) e expressa-se por:

$$V_p (km / s) = \log Q + 3,5 \quad [3.45]$$

Para granitos e gnaisses de boa a razoável qualidade geotécnica, um melhor ajuste é obtido através da seguinte relação:

$$V_p (km / s) = 0,05 \cdot Q + 3,6 \quad [3.46]$$

Grimstad & Bhasin (1996) apresentaram uma proposta de correlação entre o valor de Q e a resistência à compressão uniaxial do maciço rochoso (σ_c):

$$\sigma_{c, mass} (MPa) = 7 \cdot \gamma \cdot f_c \cdot Q^{1/3} \quad [3.47]$$

onde f_c – factor correctivo = $\sigma_c / 100$ para $Q > 10$ e $\sigma_c > 100$ MPa ou $f_c = 1$; e γ em $gramas/cm^3$.

Os diversos métodos de classificação dos maciços consideram apenas zonas homogêneas, por isso, desenvolveu-se um método para a determinação das necessidades de suporte nas zonas de mais fraca resistência, como por exemplo zonas de falhas (Grimstad & Barton, 1993). É aceitável considerar-se que o maciço rochoso circundante a uma zona de mais fraca resistência seja também afectado. Por esta razão, deve considerar-se um valor menor de Q para o maciço nestas zonas para a determinação das necessidades de suporte. São determinados os valores de Q para a zona mais fraca e rocha circundante a partir dos quais se determina um valor de Q, para toda essa região. A expressão seguinte pode ser utilizada para calcular este valor (Bhasin et al., 1995):

$$\log Q_m = \frac{b \cdot \log Q_z + \log Q_r}{b + 1} \quad [3.48]$$

onde Q_m - valor de Q médio para a zona de fraca resistência e rocha adjacente; Q_z - valor de Q para a zona de fraca resistência; Q_r - valor de Q para a rocha adjacente; e b – largura da zona de fraca resistência (em metros).

O ângulo de intersecção entre a zona de fraca resistência e o eixo do túnel (θ) e a largura dessa zona em relação ao eixo do túnel (b) são importantes para a estabilidade do túnel. Por isso, para a escolha de b , deve ter-se em consideração o seguinte:

- usar b quando $45^\circ < \theta < 90^\circ$;
- usar $2b$ quando $20^\circ < \theta < 45^\circ$;
- usar $3b$ quando $10^\circ < \theta < 20^\circ$;
- usar $4b$ quando $\theta < 10^\circ$.

Outras regras devem ser utilizadas na aplicação do sistema Q (Barton & Quadros, 2002). Para aberturas não suportadas de um modo permanente, deverão ser cumpridas algumas exigências, nomeadamente:

- $J_n \leq 9$
- $J_r \geq 1,0$
- $J_a \leq 1,0$
- $J_w = 1,0$
- $SRF \leq 2,5$.

Existem, ainda, exigências condicionais, para aberturas não suportadas, que permitem verificar se existe alguma contradição ou incoerência nos valores dos parâmetros:

- Se $RQD \leq 40$, então J_n deverá ser ≤ 2
- Se $J_n = 9$, então J_r e RQD deverão ser, respectivamente, $\geq 1,5$ e 90
- Se $J_r = 1$, então J_n deverá ser < 4
- Se $SRF > 1$, então $J_r \geq 1,5$
- Se o vão > 10 m, então J_n deverá ser < 9
- Se o vão > 20 m, então J_n e SRF deverão ser, respectivamente, ≤ 4 e 1 .

3.2.5 GEOLOGICAL STRENGTH INDEX (GSI)

Dada a complexidade dos maciços rochosos, constituídos pela matriz rochosa e superfícies de descontinuidades que o compartimentam, a quantificação da sua resistência, pode ser estabelecida através de métodos empíricos (Hoek & Brown, 1980; Hoek et al., 2002; Hoek, 2007). No entanto, ensaios *in situ* e em laboratório devem sempre ser utilizados nesta quantificação.

Deste modo, baseado em dados experimentais e através de bases teóricas de mecânica da fractura das rochas, Hoek & Brown (1980) estabeleceram, para rochas intactas, a partir da teoria original de Griffith, o designado *critério de rotura de Hoek & Brown*, traduzido pela seguinte expressão:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \cdot \left(m_i \cdot \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + 1 \right)^{1/2} \quad [3.62]$$

em que σ_1' e σ_3' são, respectivamente, as tensões principais efectivas máxima e mínima na rotura e m_i uma constante da rocha intacta. Assim, a relação entre as tensões principais na rotura para uma dada rocha é definida por dois parâmetros: a resistência à compressão simples σ_c e a constante m_i .

Sempre que possível, os valores destas constantes devem ser determinados através de uma análise estatística de resultados de uma série de ensaios triaxiais levados a cabo segundo as recomendações da ISRM (1981). Os valores do parâmetro m_i podem ser estimados a partir do Quadro 3.17 (Hoek, 1994) ou através de uma relação aproximada entre a resistência à compressão e a resistência à tracção da rocha intacta como, por exemplo, a estabelecida pela Normetro (2001) para formações graníticas da região do Porto (Miranda, 2003; Miranda et al., 2006).

Os mesmos autores apresentaram, também, um critério de resistência para os maciços rochosos, que resultou da generalização da expressão anterior, e cuja versão actual é dada por:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \cdot \left(m_b \cdot \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^a \quad [3.63]$$

em que m_b é o valor reduzido do parâmetro m_i e s e a são parâmetros que dependem das características do maciço rochoso.

Para a determinação dos parâmetros constantes da equação, Hoek (1994) apresentou um sistema de classificação denominado por GSI (*Geological Strength Index*) que fornece um parâmetro geotécnico que varia entre 0 e 100. Este sistema baseia-se no conceito de que a resistência de um maciço rochoso depende não só das propriedades da rocha intacta, mas também na liberdade que os blocos de rocha têm de escorregar ou rodar sob diferentes condições de tensão.

À excepção de maciços rochosos de muito má qualidade, o valor do GSI de um maciço pode ser estimado através do valor do RMR, utilizando um peso de 15 para a condição da presença da água e de 0 para a orientação das descontinuidades. Assim, para maciços com $RMR \geq 23$, a relação entre estes dois índices faz-se através da seguinte expressão tendo em consideração os pesos anteriormente referidos:

$$GSI = RMR - 5 \quad [3.64]$$

Quadro 3.17 - Estimativa dos valores de m_i (Hoek, 2007).

Tipo de rocha	Classe	Grupo	Textura			
			Grosseira	Média	Fina	Muito fina
Sedimentar	Clástica		Conglomerado (22)	Arenito 19	Siltito 9	Argilito 4
			Grauvaque (18)			
	Não-clástica	Orgânico	Cré (18) Carvão (8-21)			
		Carbonatado	Brecha (20)	Calcário compacto (10)	Calcário grosseiro 8	
		Químico		Gesso 16	Anidrite 13	
Metamórfica	Não foliada		Mármore 9	Corneana (19)	Quartzito 24	
	Levemente foliada		Migmatito (30)	Anfibolito 31	Milonito (6)	
	Foliada *		Gnaisse 33	Xisto (10)	Filito (10)	Ardósia 9
Ígnea	Clara		Granito 33		Riólito (16)	Obsidiana (19)
			Granodiorito (30)		Dacito (17)	
			Diorito (28)		Andesito 19	
	Escura		Gabro 27	Dolerite (19)	Basalto (17)	
			Norito 22			
	Tipo piroclástica extrusiva		Aglomerado (20)	Brecha (18)	Tufo (15)	

Notas: i) Os valores entre parênteses são estimados; ii) Os valores assinalados com (*) são para amostras de rocha ensaiadas numa direcção normal à estratificação ou foliação; iii) Os valores de m_i serão significativamente diferentes se ocorrer rotura ao longo de superfícies de baixa resistência.

Para maciços rochosos de má qualidade com valores de $RMR < 23$, a correlação é expressa com base em Q' , uma forma alterada do valor de Q :

$$GSI = \ln Q' + 44 \quad [3.65]$$

onde

$$Q' = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \quad [3.66]$$

Este parâmetro pode, em alternativa, ser determinado através da consulta da Figura 3.6. Deve ser considerado um intervalo para o valor de GSI (ou RMR) em vez da consideração de um único valor.







GEOLOGICAL STRENGTH INDEX - GSI Índice Geológico de Resistência - maciços diaclasados (Hoek e Marinos, 2000) <p>A partir da litologia, da estrutura do maciço e das características das superfícies das descontinuidades, estimar o valor médio de GSI. Não se deve ser demasiado preciso (é mais realista referir um intervalo de GSI = 33-37, que afirmar que GSI = 35).</p> <p>É de referir que a tabela não tem validade para roturas determinadas pela estrutura do maciço. Quando ocorrem descontinuidades desfavoravelmente orientadas, estas determinam o comportamento da escavação.</p> <p>No caso de descontinuidades com preenchimento que se possam deteriorar com a presença de água, resultando na diminuição da resistência ao corte, sugere-se o uso de valores mais à direita. A ação da pressão da água é analisada em função de tensões efectivas.</p>		CARACTERÍSTICAS DAS SUPERFÍCIES DAS DESCONTINUIDADES				
GEOESTRUTURA		QUALIDADE DECRESCENTE DAS SUPERFÍCIES →				
 INTACTA OU MACIÇA - rocha intacta ou maciça com descontinuidades em pequena quantidade e muito afastadas.	INTERLIGAÇÃO DECRESCENTE ENTRE BLOCOS DE ROCHA ↓	MUITO BOAS Superfícies muito rugosas, ás	BOAS Superfícies rugosas, ligeiramente alteradas, com oxidação	RAZOÁVEIS Superfícies suaves, moderadamente alteradas e desgastadas	FRACAS Superfícies estríadas, fortemente alteradas, com preenchimentos arenosos	MUITO FRACAS Superfícies estríadas, fortemente alteradas, com preenchimentos argilosos
		90	80	70	60	50
		80	70	60	50	40
		70	60	50	40	30
		60	50	40	30	20
		50	40	30	20	10
 COMPARTIMENTADO ("blocky") - maciço não perturbado, constituído por blocos cúbicos, bem travados entre si, definidos por 3 famílias de descontinuidades.		N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
 MUITO COMPARTIMENTADO ("very blocky") - maciço parcialmente perturbado, com blocos angulares multi-facetados, travados entre si, definidos por 4 ou mais famílias de descontinuidades.		N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
 COMPARTIMENTADO/TECTONIZADO ("blocky/disturbed") - dobrado e/ou com presença de falhas, com blocos angulares definidos por várias famílias de descontinuidades. Persistência de xistosidade ou planos de fraqueza.		N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
 DESINTEGRADO - maciço pouco interligado, fortemente partido, com mistura de fragmentos angulares e arredondados.		N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
 FOLIADO/LAMINADO - maciço foliado, dobrado e tectonizado. A estrutura do maciço é conferida pela presença de planos de xistosidade ou de corte pouco espaçados.		N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

Figura 3.6 - Determinação do valor do GSI segundo Hoek (2007), adaptado por Miranda (2003).

Assim, depois de definido o valor do GSI para o maciço, os parâmetros do critério de rotura de Hoek & Brown podem ser determinados a partir das seguintes relações (Hoek et al., 2002):

$$m_b = m_i \cdot e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14 \cdot D}\right)} \quad [3.67]$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3 \cdot D}\right)} \quad [3.68]$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right) \quad [3.69]$$

onde D é um factor que depende do grau de perturbação ao qual o maciço rochoso foi sujeito devido ao uso de explosivos durante a escavação ou à libertação de tensões. Este valor varia entre 0 para maciços não perturbados e 1 para maciços muito perturbados. No Quadro 3.18 são dadas orientações para a escolha do valor de D no caso da escavação de túneis (Hoek et al., 2002).

O valor de m_b pode ainda ser estimado pela seguinte expressão (Hoek & Brown, 1997), válida para valores de GSI superiores a 25:

$$m_b = m_i \cdot s^{1/3} \quad [3.70]$$

As resistências à compressão uniaxial ($\sigma_{c, \text{mass}}$) e à tracção ($\sigma_{t, \text{mass}}$) do maciço rochoso são dadas pelas expressões 3.71 e 3.72, respectivamente:

$$\sigma_{c, \text{mass}} = \sigma_c \cdot s^a \quad [3.71]$$

$$\sigma_{t, \text{mass}} = -\frac{s \cdot \sigma_c}{m_b} \quad [3.72]$$

As expressões que relacionam as tensões normais e de corte com as principais foram apresentadas inicialmente por Balmer (1952), tendo posteriormente sido revistas por Hoek et al. (2002), obtendo-se:




$$\sigma'_n = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cdot \frac{d\sigma'_1 / d\sigma'_3 - 1}{d\sigma'_1 / d\sigma'_3 + 1} \quad [3.73]$$

$$\tau = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \cdot \frac{\sqrt{d\sigma'_1 / d\sigma'_3}}{d\sigma'_1 / d\sigma'_3 + 1} \quad [3.74]$$

onde

$$d\sigma'_1 / d\sigma'_3 = 1 + a \cdot m_b \cdot (m_b \cdot \sigma'_3 / \sigma_c + s)^{a-1} \quad [3.75]$$

Quadro 3.18 - Orientações para a escolha do valor de D (Hoek, 2000).

Aparência do maciço rochoso	Descrição do maciço rochoso	Valor de D sugerido
	Rebentamentos controlados de excelente qualidade ou escavação por TBM resultam em perturbações mínimas do maciço rochoso em torno do túnel.	D = 0
	Escavação mecânica ou manual em maciços rochosos de má qualidade (sem rebentamentos) resulta em perturbações mínimas do maciço rochoso em torno do túnel. Quando existem levantamentos importantes do fundo da escavação devido a problemas de esmagamento, a perturbação pode ser elevada a menos que um aterro provisório seja colocado como se mostra na figura.	D = 0 D = 0,5 (sem aterro provisório)
	Rebentamentos de muito baixa qualidade num maciço muito rijo resultam em perturbações locais graves, numa extensão de 2 a 3 metros, no maciço rochoso circundante.	D = 0,8

Dado que em muitos casos o *software* utilizado é expresso em termos dos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb, torna-se conveniente estimar a coesão e o ângulo de atrito interno equivalentes aos parâmetros estimados do critério de Hoek & Brown. Para isso, ajusta-se uma recta à curva gerada pela aplicação do critério de Hoek & Brown equilibrando as áreas acima e abaixo do

critério de Mohr-Coulomb para uma gama de tensões expectável para a obra subterrânea em análise (Figura 3.7).

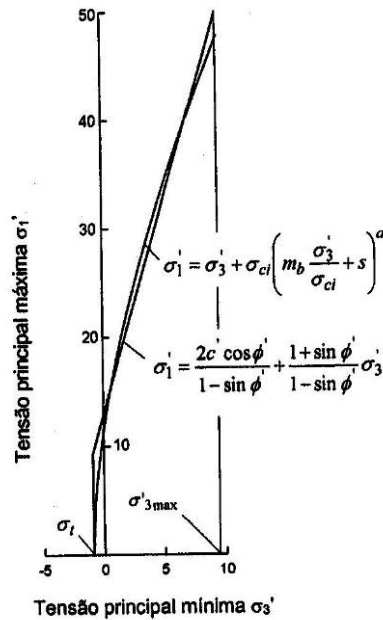


Figura 3.7 - Relações entre as tensões principais máximas e mínimas para os critérios de Hoek-Brown e equivalente de Mohr-Coulomb (Hoek et al., 2002)

A gama de tensões a considerar deve estar compreendida entre $\sigma_{t, \text{mass}} < \sigma_3 < \sigma'_{3 \text{máx}}$. O valor de $\sigma'_{3 \text{máx}}$ a utilizar deve ser determinado para cada caso específico. No caso dos túneis deve ser utilizada a seguinte expressão:

$$\frac{\sigma'_{3 \text{máx}}}{\sigma'_{cm}} = 0,47 \cdot \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma \cdot H} \right)^{-0,94} \quad [3.76]$$

onde σ'_{cm} é a resistência do maciço rochoso e H é a profundidade do túnel. O valor de σ'_{cm} pode ser determinado por:

$$\sigma'_{cm} = \sigma_c \cdot \frac{(m_b + 4 \cdot s - a \cdot (m_b - 8 \cdot s)) \cdot (m_b / 4 + s)^{a-1}}{2 \cdot (1 + a) \cdot (2 + a)} \quad [3.77]$$

Deste modo, os valores equivalentes do ângulo de atrito e da coesão são fornecidos através das expressões 3.78 e 3.79, respectivamente:

$$\phi' = \tan^{-1} \left[\frac{6 \cdot a \cdot m_b \cdot (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}}{2 \cdot (1+a) \cdot (2+a) + 6 \cdot a \cdot m_b \cdot (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad [3.78]$$

$$c' = \frac{\sigma_c \cdot [(1+2 \cdot a) \cdot s + (1-a) \cdot m_b \cdot \sigma'_{3n}] \cdot (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a) \cdot (2+a) \cdot \sqrt{1 + \left(6 \cdot a \cdot m_b \cdot (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1} \right) / ((1+a) \cdot (2+a))}} \quad [3.79]$$

Para a obtenção do módulo de deformabilidade do maciço rochoso Hoek et al., (2002) propuseram as seguintes expressões:

$$E_M = \left(1 - \frac{D}{2} \right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \cdot 10^{((GSI-10)/40)}; \quad ; \text{ para valores de } \sigma_c \leq 100 \text{ MPa} \quad [3.80]$$

$$E_M = \left(1 - \frac{D}{2} \right) \cdot 10^{((GSI-10)/40)}; \quad ; \text{ para valores de } \sigma_c > 100 \text{ MPa} \quad [3.81]$$

O critério de rotura de Hoek & Brown assume que a rocha e o maciço rochoso se comportam como um material isótropo e utiliza uma aproximação de meio contínuo. Não deve ser aplicado quando o tamanho dos blocos é da mesma ordem de grandeza da obra a construir ou quando uma das famílias de descontinuidades é significativamente menos resistente do que as outras. Nestes casos, a estabilidade da estrutura deve ser analisada considerando mecanismos de rotura envolvendo deslizamento ou rotação de blocos e cunhas.

3.2.6 CLASSIFICAÇÃO SRC DE GONZÁLEZ DE VALLEJO

A classificação geomecânica SRC - *Surface Rock Classification* (González de Vallejo, 1985, 2003) baseia-se na classificação RMR e diferencia-se por considerar o estado de tensão do maciço rochoso, as condições construtivas do túnel e a utilização de dados dos afloramentos rochosos (Quadro 3.19). Os parâmetros que intervêm são os seguintes:

- i. Resistência da matriz rochosa;
- ii. Espaçamento das descontinuidades (RQD);
- iii. Condições das descontinuidades;
- iv. Infiltrações;
- v. Estado de tensão, definido pelos seguintes factores:
 - Factor de competência, $F_c = \sigma_{ci} / \sigma_v$ (onde σ_{ci} é a resistência da matriz rochosa e σ_v é a tensão de esforço máximo vertical). Verificam-se três condições de estabilidade:
 - $F_c > 10$: a matriz rochosa tem uma resistência muito superior às tensões do maciço e a escavação é estável.
 - $10 > F_c > 2$: a estabilidade está condicionada pelo tempo e pelas propriedades da rocha podendo estabelecer três tipos de deformações: elástica, dúctil e de rotura frágil.
 - $F_c < 2$: a escavação pode ser instável.
 - Acidentes tectónicos: considera-se quando estão presentes em áreas de falhas e acidentes geotectónicos importantes.
 - Factor de relaxamento as tensões: quociente entre a idade (em anos $\times 10^{-3}$) da última deformação que terá afectado a região e a máxima espessura de recobrimento.
 - Actividade sísmica: considera-se quando a zona é de sismicidade alta.

Quadro 3.19 – Classificação geomecânica SRC.

Classificação Geomecânica SRC (adaptada de González de Vallejo, 2003)									
Parâmetros		Pontuação							
1. Resistência da matriz rochosa									
Ensaio de Carga Pontual (MPa)		>8	8 a 4	4 a 2	2 a 1				
Ensaio de compressão simples (MPa)		>250	250 a 100	100 a 50	50 a 25	25 a 5	5 a 1	<1	0
Pontuação		20	15	7	4	2	1		
2. Espaçamento (RQD)									
Espaçamento (m)		>2	2 a 0,6	0,6 a 0,2	0,2 a 0,06			<0,06	
RQD (%)		100 a 90	90 a 75	75 a 50	50 a 25			<25	
Pontuação		25	20	15	8			5	
3. Descontinuidades									
Condições		Muito rugosa. Descontínuas. Sem separação. Faces pouco alteradas e duras.	Algo rugosas. Descontínuas. Afastadas <1mm. Faces duras e pouco alteradas.	Algo rugosas. Descontínuas. Afastadas 1mm. Faces brandas e alteradas.	Lisas. Contínuas. Abertas 1 a 5mm. Com enchimentos.			Lisas. Contínuas. Abertas > 5mm. Com enchimentos.	
Pontuação		30	25	20	10			0	
4. Infiltrações									
Caudal por 10m de túnel (l/min)		Ausente	<10	10 -25	25 - 125			>125	
Condições		Seco	Algo húmido	Alguma infiltração	Frequentes infiltrações			Abundantes infiltrações	
Pontuação		15	10	7	4			0	
5. Estado de tensão									
Factor de competência (1)		>10	10 a 5	5 a 3	<3			-	
Pontuação		10	5	-5	-10				
Acidentes tectónicos		Falhas regionais			Tectónica compressiva	Tectónica distensiva			
Pontuação		-5			-2	0			
Factor de relaxamento da tensão (2)		Zonas afectadas por taludes							
Pontuação		>200	200 a 80	80 a 10	<10	200 a 80	79 a 10	<10	
		0	-5	-8	-10	-10	-13	-15	
Actividade sísmica		Inexistente a baixa			Moderada			Alta	
Pontuação		0			-5			-10	
Classes de rocha SRC		I	II	III	IV	V			
Qualidade da rocha		Muito Boa	Boa	Média	Má	Muito má			
Pontuação (3)		100 a 81	80 a 61	60 a 41	40 a 21	≤20			
Notas:									
(1) Factor de competência: resistência uniaxial da matriz rochosa dividida pela tensão máxima vertical devido ao peso do recobrimento.									
(2) Factor de relaxamento da tensão: idade geológica da deformação tectónica principal (em anos x 10 ⁻³) dividida pela máxima espessura de recobrimento, em metros.									
(3) Uma vez obtida a pontuação de SRC, se utiliza este valor em lugar do RMR para o cálculo das propriedades do maciço e os sustimentos.									

Quando se utilizam dados de afloramentos rochosos, aplicam-se as correcções de acordo com o Quadro 3.20.

Quadro 3.20 - Factores de correcção por dados de afloramento da classificação geomecânica SRC (González de Vallejo, 2003).

Espaçamento do RQD. Correcção da pontuação obtida no Quadro 3.19 do espaçamento do RQD multiplicando por THCF * WCF sem superar os 25 pontos	
THCF – Fracturas de compressão = 1,30 – Fracturas de tracção = 0,8 – Para profundidades < 50 m = 1,0	WCF – Grau de meteorização ≥IV = 0,8 – Grau de meteorização III = 0,9 – Grau de meteorização I e II = 1,0
Condições das descontinuidades. A pontuação obtida (Quadro 3.19) ajusta-se para: - Fracturas de compressão: (+5) pontos, sem superar a pontuação total de 30 pontos. - Fracturas da tracção: (0). - Não aplicável para profundidades menores a 50 m.	
Infiltrações. A pontuação obtida (Quadro 10,4) corrige-se para o THCF: - Fracturas de compressão: (+5) sem superar a pontuação total de 15 pontos. - Fracturas de tracção: (0). - Não aplicável para profundidades menores de 50 m.	
<i>THCF = Factor de correcção da história tectónica</i> <i>WCF = Factor de correcção de meteorização</i>	

A qualidade do maciço rochoso pode ser afectada pelo processo construtivo, que inclui o método de escavação e sustimento, e de forma especial a sequência e o tempo de instalação do sustimento. A interacção de escavações adjacentes e zonas de escasso recobrimento também modificam o estado de tensão e alteram o comportamento do maciço rochoso. Os factores de correcção a aplicar são de acordo com o Quadro 3.21.

A aplicação da classificação SRC prevê o zonamento do traçado do túnel em tramos com litologias e estruturas homogéneas, onde se calcula em cada tramo o índice SRC de acordo com o quadro 3.19. Estes valores de SRC ajustam-se para os factores correctivos que constam do Quadro 3.20, cujo resultado final se expressa em cinco classes de rocha e sua pontuação equivalente entre 1 e 100. As pontuações obtidas e as classes de rocha daí resultantes, classificam geomecanicamente o maciço rochoso em condições prévias á escavação, obtendo-se o Índice SRC_{base} . Para ter em conta os efeitos devidos às condições construtivas, ajusta-se o SRC_{base} segundo as correcções indicadas no Quadro 3.21. Este novo resultado é o índice $SRC_{corrigido}$ e exprime a influência do processo construtivo. O valor de SRC obtido é utilizado directamente nos sustimentos propostos pela RMR.

Em resumo, para aplicar a classificação SRC recomenda-se seguir os seguintes passos (González de Vallejo, 2003):

1. Dividir o traçado do túnel em zonas litologicamente homogéneas;
2. Subdividir os tramos identificados no passo anterior que apresentem uma marcada variação estrutural do grau de fracturação;
3. Identificar pontos singulares no traçado;
4. Calcular a pontuação segundo o Quadro 3.19 e determinar SRC;
5. Aplicar factores de correcção quando os dados sejam recolhidos em afloramentos (Quadro 3.20) e obter SRC_{base} ;
6. Caracterizar geomecanicamente o maciço rochoso substituindo o índice RMR pelo SRC_{base} nas expressões que relacionam RMR com os parâmetros de resistência e deformabilidade do maciço;
7. Estimar os sustimentos substituindo o valor de RMR por SRC_{base} (Quadro 3.3 RMR sustimento);
8. Uma vez indicado o processo construtivo do túnel, obter o $SRC_{corrigido}$ mediante as correcções por condições construtivas (Quadro 3.21);

9. Estimar os sustimentos substituindo o valor de RMR por $SRC_{\text{corrigido}}$ (Quadro 3.3 RMR sustimento);

Os passos 8 e 9 permitem ajustar os sustimentos mais adequados às condições que vão ocorrer durante a construção do túnel, e considerar as influências do maciço uma vez afectado pela escavação. Uma diferença importante entre SRC_{base} e $SRC_{\text{corrigido}}$ indicará que as condições do maciço rochoso terão sido afectadas pelo método construtivo.

3.2.7 SÍNTESE

Nos tópicos anteriores apresentaram-se de uma forma sumária as principais classificações geomecânicas para a caracterização da qualidade dos maciços rochosos no estudo de túneis; importa notar que, apesar do esforço de sistematização e objectivação de critérios que cada uma delas encerra, não deixam contudo de envolver sempre uma dose apreciável de subjectividade, ao reflectir a experiência dos seus autores. Contudo, a utilização prática de qualquer classificação geomecânica exige, intrinsecamente, uma cuidada recolha, tratamento e interpretação de dados geológicos e geotécnicos de terreno, uma correcta apropriação das suas hipóteses de base e uma clara noção dos seus limites de aplicação. A diversidade e variabilidade dos materiais geotécnicos implicam a adopção de metodologias distintas para a caracterização dos maciços.

O comportamento dos maciços rochosos depende de diversos factores em que o peso relativo de cada um deles para o comportamento global é variável. A caracterização passa, na maior parte das vezes, pela aplicação de sistemas empíricos sem nunca deixar de parte a realização de ensaios de caracterização *in situ* e em laboratório. Estes sistemas têm vindo a sofrer constantes modificações decorrentes da expansão dos conhecimentos e da experiência que têm vindo a ser adquiridos ao longo do tempo. Para além disso, novos conceitos têm sido inseridos como é o caso da matriz de interacções que considera os mecanismos existentes entre os factores que contribuem para o comportamento do maciço para uma determinada obra.

Os factores que influenciam o projecto de estruturas subterrâneas podem dividir-se em cinco grupos (Castelli, 1992):

- Factor ambiental do projecto (custo, tempo, etc.)

- Projecto (objecto de construção)
- Propriedades do maciço rochoso
- Factores locais (estado de tensão in situ, águas subterrâneas, etc.)
- Factor de engenharia (método de escavação, suporte, etc.).

As principais limitações dos sistemas são (Riedmuller & Schubert, 1999; Medley, 1999):

- Os parâmetros de classificação e pesos são aplicados universalmente sem considerar as características específicas do maciço rochoso e do projecto
- As propriedades mais complexas dos maciços, em particular a sua anisotropia e o seu comportamento ao longo do tempo, não podem ser suficientemente descritos por um só valor
- Existem inúmeras combinações possíveis para cada sistema para obtenção de um índice geomecânico (por exemplo, 21875 para o RMR e 2363904 para o Q), podendo atingir-se o mesmo valor final da classificação para muitas delas
- Não consideram, nalguns casos, mecanismos de rotura, deformação e interacção entre a rocha e o suporte
- Os parâmetros utilizados para avaliação não são suficientes para escolher parâmetros de projecto e de suporte
- Não existe interrelação entre os parâmetros, que traduzam a influência da variação de um parâmetro nos demais
- Não promovem a análise e a correcta apreciação das condições do maciço rochoso, em particular a aplicação em meios heterogéneos, o que pode resultar num dimensionamento inadequado.

4. Breve introdução à mineração: tipos, métodos de exploração e recuperação

CAPÍTULO 4 BREVE INTRODUÇÃO À MINERAÇÃO: TIPOS, MÉTODOS DE EXPLORAÇÃO E RECUPERAÇÃO

4.1 GENERALIDADES

As explorações mineiras decorrem ao longo de algumas décadas, com aproveitamento económicos dos minérios presentes na mineralização (Simões Cortez, 1965). Devido à crise sofrida pelo comércio dos minérios, ou por já não ser economicamente viável a sua extracção, pelo aumento dos custos de produção, muitas vezes fruto do aumento da profundidade da jazida, a actividade produtiva nas minas é suspensa ficando desde então numa situação de abandono.

A actividade mineira deu origem a rejeitados do tratamento que foram sendo depositados em zonas adjacentes às instalações, formando escombreyras de dimensões apreciáveis e sem qualquer protecção. Este passivo ambiental, comum a tantas outras actividades mineiras em Portugal, é prejudicial ao meio envolvente, havendo a crescente necessidade de se implementar medidas de recuperação e minimização destes impactes, adequadas à reposição do equilíbrio ambiental e ao enquadramento regional.

Para a elaboração deste capítulo seguiu-se de perto os trabalhos mineiros de referência, entre outros, de Simões Cortez (1965), de Brady & Brown (2004), da FFV-MML (2006), de Alves (2006a,b) e de Barroso (2006a,b).

4.2 TIPOS DE EXPLORAÇÕES MINEIRAS

A técnica de mineração utilizada em cada depósito depende da forma como o mineral se integra na rocha encaixante, em veios maiores ou finos, da sua posição e das características específicas. As primeiras formas de exploração subterrânea constituem o desenvolvimento lógico da extracção superficial, escavando os veios fortemente mineralizados que se afundavam no solo, formando poços.

A extracção em profundidade esteve naturalmente dependente do sistema técnico utilizado, nomeadamente a eficácia dos artefactos e a capacidade de extrair a água residual. Por essas

razões, os primeiros poços são relativamente pequenos em profundidade e terminam, no interior, em forma de "sino", de acordo com as escavações feitas nas partes do filão mais rico. Em geral, as paredes apresentam concavidades onde eram colocadas as lâmpadas de iluminação (sebo ou óleos vegetais). Os Romanos, durante o Império, difundiram o uso de poços gémeos para facilitar o escoamento das águas e, devido ao sistema utilizado, alcançavam profundidades perto dos 100 metros, se não fossem interrompidos por veios de água ou interrupção da veia mineralizada.

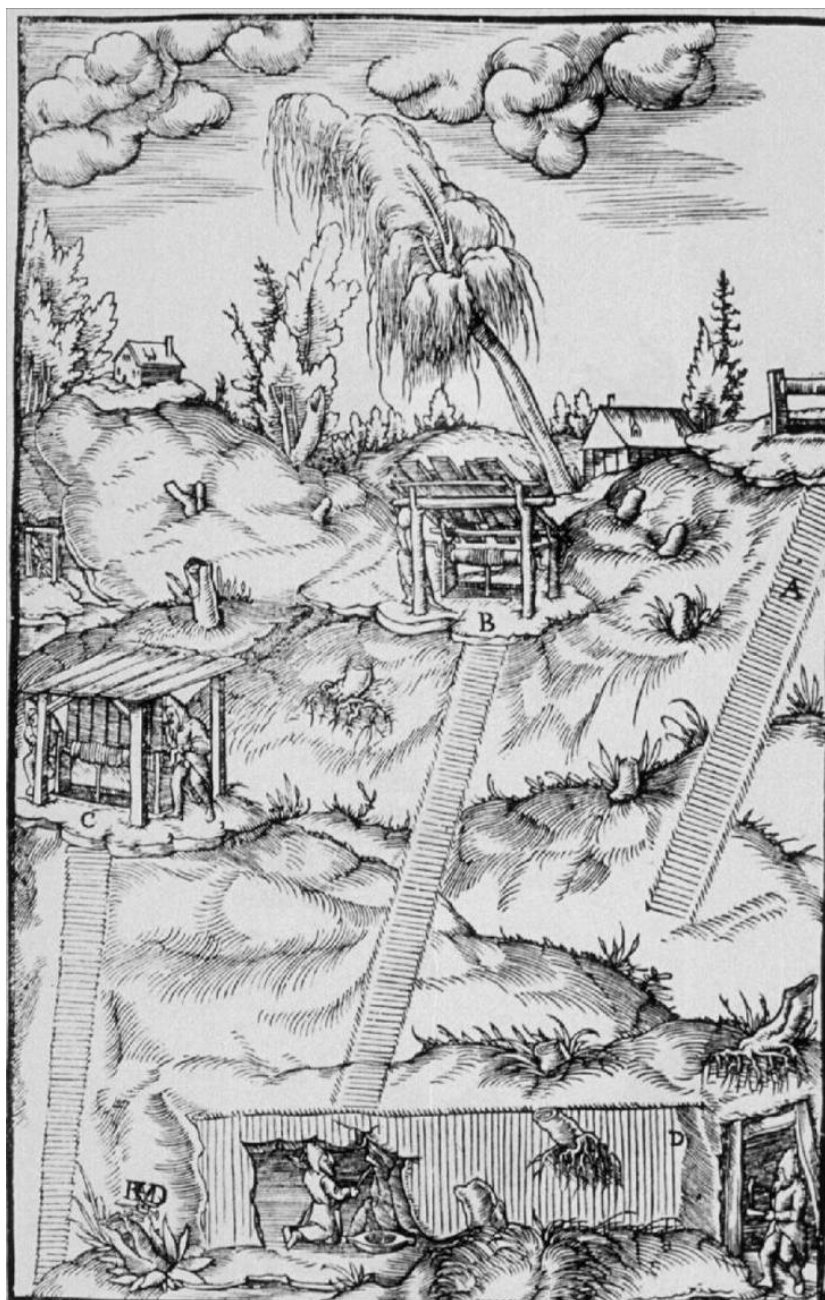


Figura 4.1 - Estampa ilustrativa do livro clássico de Georgius Agricola, *De Re Metallica* (Agricola, 1556).

A profusão de redes de galerias a ligar os poços difunde-se mais tarde, já no contexto de outro sistema técnico, ou mais cedo, em zonas montanhosas, onde era possível traçar galerias de entrada em profundidade, com inclinação capaz de escoar as águas por acção natural e facilitar o transporte do minério até à superfície, por sistemas de rolagem primitivos mas eficazes. Não é por acaso que as primeiras zonas de exploração de grande escala se encontram em zonas montanhosas da Europa Central, costa da Cornualha, Suécia e Norte de Itália, para nos limitarmos à Europa. Mas não devemos esquecer as montanhas da China, do Japão, do interior Africano e de outras regiões mineiras ancestrais, mesmo que não divulgadas ou reconhecidas historicamente na Historiografia Europeia.

Evidenciam-se, seguidamente, as várias formas de mineração subterrânea, que se dividem em duas grandes categorias:

- *em degraus* - usado na lavra de filões ou veios quase verticais;
- *em galerias e pilares ou em frentes corridas (longwall)* - usado na lavra de massas filonianas horizontais ou em veios potentes e com apresentação horizontal.

Estes métodos milenares têm sido aperfeiçoados, mas basicamente permanecem com as suas características essenciais. Para além do seu uso coevo, dependendo do plano de lavra da mina que deve considerar todas as variantes para atingir um resultado maximizado, frequentemente alguns destes métodos tornaram-se a sequência lógica de outros preexistentes, consoante as características que surgem na massa mineralizada da mina e o avanço técnico utilizado. A envergadura das galerias, frente e rendimento de desmonte dependem e progridem a par das invenções técnicas relacionadas com as subjacentes actividades da lavra.

O grande desafio consistia na fórmula matemática de equacionar o declive dos níveis, que se convertiam em rampas, de forma a permitir a circulação de pequenos comboios que conduziam o minério do ponto de extracção ao cimo e continuar até aos pontos sequenciais de trabalho. As galerias de acesso são adequadas a cada meio, e podem ser quase horizontais (uma pequena inclinação ajuda a drenar a água), para aceder a níveis semelhantes, ou inclinadas, para subir ou descer para outros níveis. No entanto, a utilização de rampas como meio de circulação para o pessoal mostrou-se ineficaz, devido ao esforço suplementar de subida, sobretudo se os operários tivessem de carregar o minério ou outro tipo de material. Em tempos remotos, as galerias eram

usadas em explorações a pequena profundidade ou quando a encosta escarpada permitia a horizontalidade de acesso aos diferentes níveis (andares) de exploração.

Os poços, verticais ou inclinados, constituíam uma forma de acesso mais fácil e mais rápida a zonas mais profundas, em terreno plano. Consoante a dureza da rocha encaixante, ou a frequência do seu uso, as paredes dos poços eram reforçadas com travejamento, de forma a que a entivação constituísse um reforço da estrutura do poço e, ao mesmo tempo, uma segurança acrescida contra os desmoronamentos ocasionais de pedras soltas. A forma milenar de subir ou descer um poço de mina consistia em fixar mãos e pés em apoios abertos directamente nas paredes da rocha ou nas fendas do madeirame, enquanto as costas se apoiavam na parede posterior, ajudando a tracção do corpo. Podia haver uma corda de apoio, pendente. Outro sistema coevo consistia no uso de escadas de madeira escavadas em troncos, que ofereciam a vantagem de uma grande mobilidade e reutilização.

Tradicionalmente, o minério era içado com a ajuda de maquinismos simples, tipo molinete ou roldana, accionados nos dois sentidos: conforme a corda se enrolava, desenrolava no sentido inverso, maximizando o aproveitamento da funcionalidade do engenho com menor dispêndio de energia. Frequentemente, eram igualmente usados para facilitar a mobilidade dos homens nos vários ambientes de trabalho, desde os navios às minas, quando era necessário transpor áreas na vertical - o sistema mais simples consistia em usar cordas providas de nós, de forma a apoiar mãos, pés ou mesmo as coxas e, ao mesmo tempo, içar ou baixar a outra extremidade da corda, de forma a dar movimento ao corpo. Os baldes eram então usados como recipientes elevadores para os homens, sozinhos ou em grupo; esta forma elementar de elevador podia ser provida de uma espécie de "chapéu", cuja função era a de proteger contra pedras soltas durante a deslocação das pessoas.

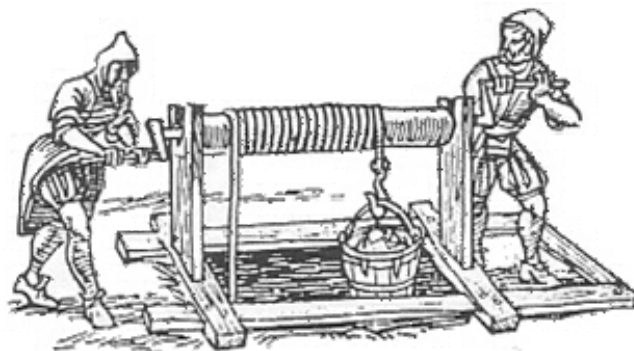


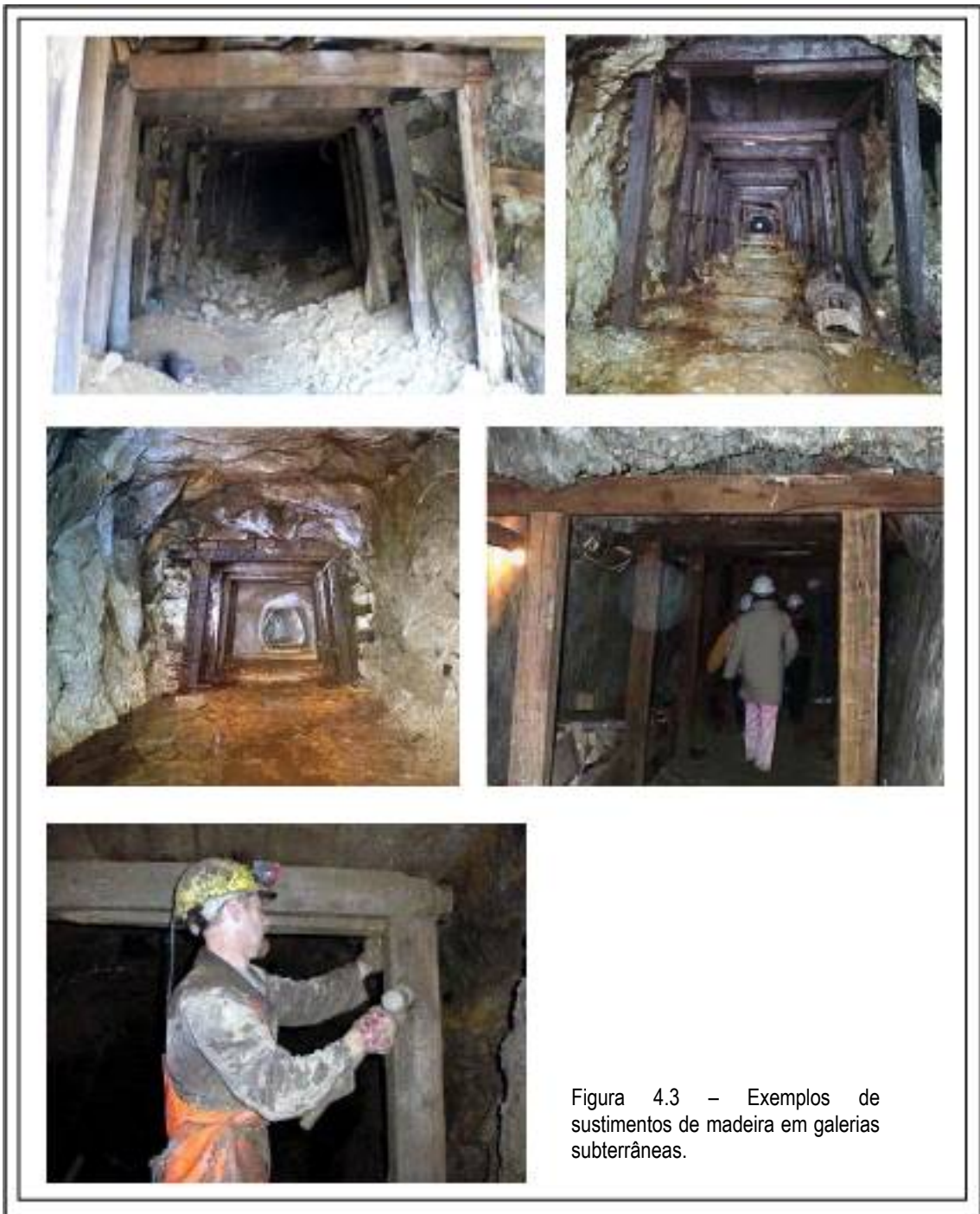
Figura 4.2 - Estampa ilustrativa do livro clássico de G. Agrícola, *De Re Mettlica* (Agrícola, 1556).

A lavra de uma mina era, em tempos remotos, feita de forma a retirar a parte mais rica do minério, em zonas superficiais ou a pequena profundidade; as galerias e poços de trabalho seguiam o filão maior e mais rico, sendo a área abandonada quando o veio se tornava pobre ou quando era tecnicamente impossível continuar o trabalho. À medida que progrediam as técnicas, progrediam os trabalhos em intensidade e profundidade. Os desabamentos tornavam-se frequentes devido à aproximação de trabalhos antigos (entre diferentes níveis ou mesmo galerias adjacentes). A planificação dos trabalhos subterrâneos começou a ser uma prioridade, utilizando-se para esse fim instrumentos como a bússola e outros instrumentos topográficos existentes no dealbar do século XVI (Renascimento), quando as cidades também começaram a ter planos de urbanização. Na realidade, entrar numa mina é entrar numa cidade subterrânea, com uma micro-sociedade hierarquizada, tarefas diferenciadas, infraestruturas, transportes, armazéns, máquinas e mesmo zonas de descanso/refeições.

Desde o século XIX, é obrigatório cada mina estabelecer um plano de lavra, segundo normas gerais estipuladas, a ser aprovado pelas instâncias governamentais. A planificação compreende toda a rede e sistema de rolagem, transporte, drenagem de água e ventilação, para além do método de desmonte e maquinaria. Em finais do século XX, juntou-se ainda a planificação do encerramento previsto, bem como a reposição ambiental de toda a zona afectada, a par da monitorização do controlo ambiental. Actualmente, o grande gabarito das infraestruturas e as grandes profundidades que os trabalhos atingem, bem como o recrudescimento do uso dos meios rodoviários face ao ferroviário, favorecem a reutilização de uma mistura de poço inclinado e galeria de acesso — em rampa helicoidal — como forma de movimentar o pessoal em trabalho subterrâneo em veículos motorizados.

4.3 METODOLOGIAS DE RECUPERAÇÃO

Finda a lavra de uma exploração mineira é de toda a importância que a planificação do encerramento desta não tenha sido descurada. A finalidade a conceder à área que integra a exploração quer ao nível da superfície as escombrelas e os lagos, quer ao nível das galerias subterrâneas, (Figura 4.3) deve ter em conta o enquadramento regional bem como os antecedentes históricos que integram a exploração.



A recuperação poderá passar por requalificar as galerias explorando a vertente turística e histórica ao nível dos minérios explorados e às técnicas utilizadas. O reaproveitamento da água (Figura 4.5) que urge destas poderá ser outra das vertentes após exploração de minério, impondo um reforço estrutural competente e duradouro. Nalguns casos, estas galerias servem de abrigo para algumas espécies de animais (Figura 4.4) selvagens como morcegos, e outras espécies que deverão ser preservadas.



Figura 4.4 - Preservação de ecossistemas terrestres e aquáticos em espaços mineiros.

As obras de recuperação e monitorização ambiental correspondem ao confinamento, impermeabilização, drenagens e vedação da área de escombrelas, incluindo a integração paisagística da zona e a recuperação e beneficiação das galerias subterrâneas, promovendo a estabilização das águas à saída da antiga mina.



Figura 4.5 - Exemplo de aproveitamento dos recursos hídricos subterrâneos associados a uma antiga mina de volfrâmio (Tibães, NW de Portugal).

Os projectos de valorização ambiental da área de exploração deverão promover a, minimização dos factores de risco que constituem ameaças para a saúde pública e o ambiente e reabilitando a envolvente em termos paisagísticos, preservando o *habitat* das espécies. Os estudos desenvolvidos procuraram identificar todas as alternativas possíveis para a recuperação das áreas mineiras.

Para os tipos de degradação identificados são possíveis vários tipos de intervenção:

- a) o transporte dos escombros para o interior das minas;
- b) o reforço das estruturas de contenção das galerias e implementação de sistemas de drenagem, no caso de se pretender manter o acesso em segurança ao interior da mina;
- c) o transporte dos escombros para outras áreas degradadas onde possam ser enquadrados;
- d) o confinamento e selagem no local.

Os volumes e as características das escombreiras e a situação da mina por vezes levam ao abandono da opção a) pelas seguintes razões:

Em relação à solução referida na alínea a), o transporte dos escombros para o interior da mina são muitas vezes inviáveis, essencialmente pelo avançado estado de degradação das galerias, cuja a lavra terminará á muito tempo, nas quais não houve manutenção e preservação das estruturas de suporte e estabilização, que torna o acesso impraticável mas essencialmente riscos inaceitáveis.

Em relação à solução da alínea b) onde existe a necessidade de preservar o acesso ao interior, quer pelo facto de existir a possibilidade de retoma da lavra; quer para o reaproveitamento de água, quer para protecção do *habitat* de espécies; e até mesmo para preservação histórica, à necessidade se realizar estudos de caracterização geológico-geotécnica e geomecânica pormenorizados de molde a que os reforços estruturais e de estabilização a aplicar sejam os mais adequados para o caso concreto, uma vez que geralmente as técnicas de suporte aplicadas durante a exploração têm um tempo de vida de acordo com as perspectivas de exploração não sendo por

vezes solução a longo prazo. No ponto 4.3.2 é feita uma abordagem mais detalhada de técnicas e metodologias de reforço e estabilização estrutural. No caso de estudo que se apresenta neste trabalho, será abordado uma solução do tipo b).

Em relação à solução da alínea c), está em muitos casos pendente da existência ou não na proximidade de qualquer pedreiras ou situação natural que permitisse o transporte e deposição destes escombros.

A solução definida na alínea d) atendendo a que as anteriores apresentam condicionantes várias vezes difíceis de contornar e dado que em regra estas soluções envolvem geralmente custos avultados, apresenta-se comumente como a única viável e ambientalmente mais favorável. Refira-se que existem disponíveis actualmente tecnologias que permitem garantir, com elevado grau de segurança, a integridade e a eficácia deste tipo de sistema. A adopção deste tipo de solução permite solucionar os problemas relacionados com a dispersão pela água e vento dos materiais da escombreira e com a contaminação química, bem como aqueles associados à segurança das pessoas e animais e ao impacte visual, com o tratamento paisagístico e vedação adequados.

4.3.1 CONCEPÇÃO GERAL DE RECUPERAÇÃO

a) Recuperação ambiental e paisagística das escombreyras

A intervenção na área de escombreyras compreende:

- A modelação da configuração das escombreyras tem como principal objectivo a redução da área de escombreira e a obtenção de inclinações suaves, de forma a garantir-se a adequada estabilidade dos taludes e melhor integração paisagística;
- A impermeabilização superficial da área das escombreyras é efectuada com terras de carácter argiloso, recolhidas em zonas de empréstimo. Esta acção tem por principal objectivo impedir a dispersão destes materiais pela água e pelo vento;
- A impermeabilização total e colocação de um dreno em torno da área de selagem. A cobertura do aterro é assim concebida para ser constituída por um sistema de camadas, incluindo solo vegetal, camadas drenantes, argilas e tela de polietileno que

associadas constituirão a impermeabilização e selagem de toda a área intervencionada;

- O aterro será dotado de sistemas de drenagem para as águas contaminadas e para as águas da chuva que serão desviadas pela cobertura isolante para o exterior de área recuperada;
- A reorientação da drenagem natural das zonas envolventes, pela implantação de sistema de drenagem superficial, periférico das águas da chuva ao redor da escombreira, para recolha e encaminhamento das águas provenientes das áreas adjacentes;
- A implantação de sistema de drenagem superficial acima da cobertura da escombreira e de drenagem sub-superficial na camada de cobertura, para recolher e encaminhar para as linhas de água existentes, as águas das chuvas que caíam sobre a área da escombreira e que não tenham contacto com o material depositado;
- A implantação de sistema de drenagem subterrânea na base da escombreira, para recolha e encaminhamento, para tanque de retenção/evaporação de eventuais águas contaminadas formadas no interior da escombreira;
- O tratamento paisagístico do local, que irá contribuir não só para integrar e valorizar este espaço sob o ponto de vista paisagístico, com a plantação de espécies arbóreas e arbustivas, de forma adequada, de modo a evitar danos na camada de impermeabilização. Esta acção assegura também um melhor comportamento de resistência à erosão e a inserção ecológica e valorização paisagística da área.

b) Tratamento dos efluentes de fundo de mina

São realizados estudo de caracterização hidrogeoquímica que visam determinar a existência ou não de contaminação permitindo adoptar uma intervenção especial relativamente aos efluentes do fundo da mina.

Em muitos casos, atendendo à potencial existência de contaminação nestas águas, indiciadas pelas inspecções no local de descarga, os projectos prevêem a implementação de estruturas de controlo e estabilização.

c) Vedação de intrusão

Irá proceder-se à instalação de vedação e sinalização adequadas, ao redor da área de intervenção, bem como de infraestruturas associadas que possam representar um risco à segurança da população, com sinalização indicativa e restritiva apropriada.

4.3.2 TÉCNICAS DE REFORÇO E ESTABILIZAÇÃO ESTRUTURAL: ANCORAGENS, PREGAGENS E BETÃO PROJECTADO

Ancoragens/Pregagens

A utilização das pregagens data, pelo menos, do final do século XIX. Quarenta a cinquenta anos mais tarde a aplicação deste tipo de suporte atingiu o valor de centenas de milhões de parafusos aplicados anualmente. Hoje em dia, a tarefa de projectar um sistema de reforço com pregagens está muito simplificada, uma vez que existe uma vasta gama de soluções que permitem otimizar o projecto em termos económicos e respeitando sempre os padrões de segurança e qualidade.

As pregagens e as ancoragens têm como objectivo principal contribuir para o suporte do maciço rochoso, ou seja reforçam e mobilizam as características mecânicas do próprio maciço. A combinação destas com o betão projectado confere uma boa estabilização da escavação. Todavia, dever-se-á diferenciar, em termos de desempenho estrutural, uma ancoragem de uma pregagem. Assim, a ancoragem caracteriza-se por ser uma estrutura de suporte activa, uma vez que é submetida a um pré-esforço, entrando de imediato em serviço. Enquanto que uma pregagem é um elemento estrutural passivo, pois como não é pré-esforçado só entrará em serviço quando houver deformações no maciço.

As ancoragens são elementos de suporte activos, que uma vez colocadas isoladamente asseguram a estabilidade pontual de um bloco ou de uma cunha potencialmente instável. Mas, quando aplicadas de forma sistemática ao longo do perímetro da obra, mobilizam as tensões tangenciais em redor do túnel, funcionando como um anel de reforço que reduz os efeitos

desfavoráveis da descompressão do maciço motivados pela abertura do vazio.

Há numerosos tipos de pregagens. No essencial são constituídas por uma simples barra de ferro colocada no interior de um furo preenchido com calda de cimento. Para além da calda de cimento existem também reforços selados com resinas ou ainda fixados por atrito.

TIPOS E TÉCNICAS DE INSTALAÇÃO

Dada a grande variedade de sistemas de reforço empregues actualmente, podemos agrupá-los de acordo com as técnicas de fixação. Assim, teremos as seguintes técnicas:

- Ancoragens mecânicas;
- Selagem com resina;
- Selagem com calda de cimento;
- Fixação por atrito.

ANCORAGEM MECÂNICA

A ancoragem é garantida por um sistema de expansão, assegurado pelo movimento de rotação que se comunica ao prego. A ponta roscada no extremo interior do prego obriga, aquando do movimento de rotação do tirante, à expansão de uma bucha que se vai cravando nas paredes do furo previamente aberto (Figura 4.6).

Se a ancoragem for aplicada com carácter permanente, o tirante deverá ser posteriormente envolvido por uma calda que o protegerá contra a corrosão. O material-rocha do maciço não deverá ser muito duro de modo a permitir a sua deformação resultante da tensão aplicada ao sistema de expansão.

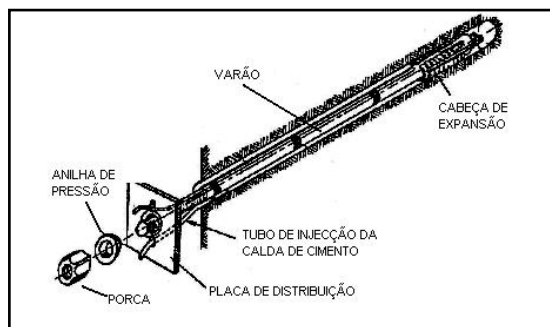


Figura 4.6 - Ancoragem mecânica (Hoek et al., 1995).

Este sistema entra em serviço logo após a sua instalação. Tem a desvantagem de estar limitado a rochas duras, e perde alguma eficiência quando exposto a grandes vibrações provenientes dos rebentamentos

TIRANTES SELADOS COM CARTUCHOS DE RESINA

Os tirantes são constituídos essencialmente por um varão de aço nervurado. Para a sua aplicação executa-se a furação, depois colocam-se os cartuchos de resina no furo (Figura 4.7), em seguida introduz-se o varão que vai romper a bainha plástica dos cartuchos e, por fim, envolve-se a resina no varão pela acção de rotação do mesmo. O ajuste da resina ocorre dentro de alguns minutos dando lugar a uma pregagem de grande resistência. O varão poderá ser imediatamente tensionado dada a rapidez da selagem da resina.

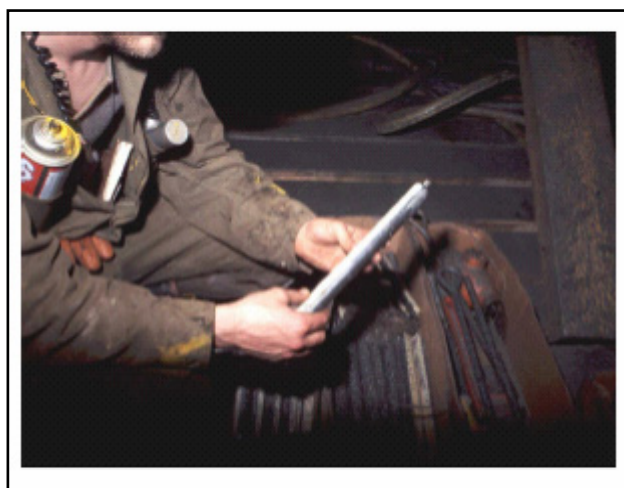


Figura 4.7 - Cartucho típico da resina de dois componentes usado na selagem de ancoragens (Hoek et al., 1995).

Estes tirantes têm a capacidade de suportar cargas elevadas nas mais diversas condições e na maioria das rochas, incluindo os xistos pouco competentes. Possuem ainda uma boa resistência à corrosão quando aplicadas com carácter permanente (Figura 4.8).

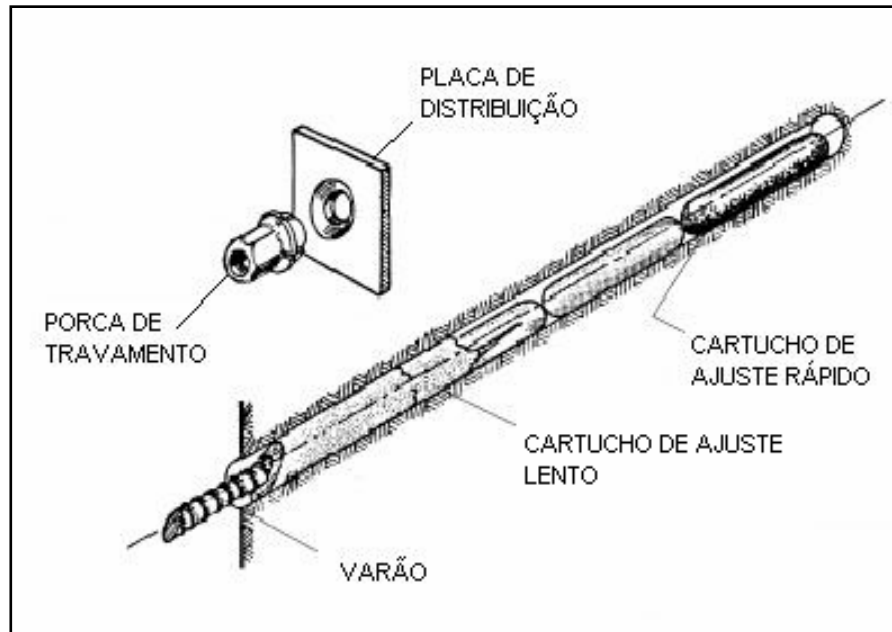


Figura 4.8 – Instalação típica de uma ancoragem selada com cartuchos de resina (Hoek et al., 1995).

TIRANTES SELADOS COM CALDA DE CIMENTO

A técnica da selagem com calda de cimento distingue-se da anteriormente descrita pelo facto de necessitar de mais tempo para ganhar presa. Existem vários sistemas que podem ser constituídos por cabos, varões de aço nervurado e tirantes (Figura 4.9). A injeção de calda de selagem é realizada após colocação do tirante, embora existam sistemas cuja injeção é feita à medida que se executa a furação, dado que as varas e o *bit* são elementos constituintes do tirante.

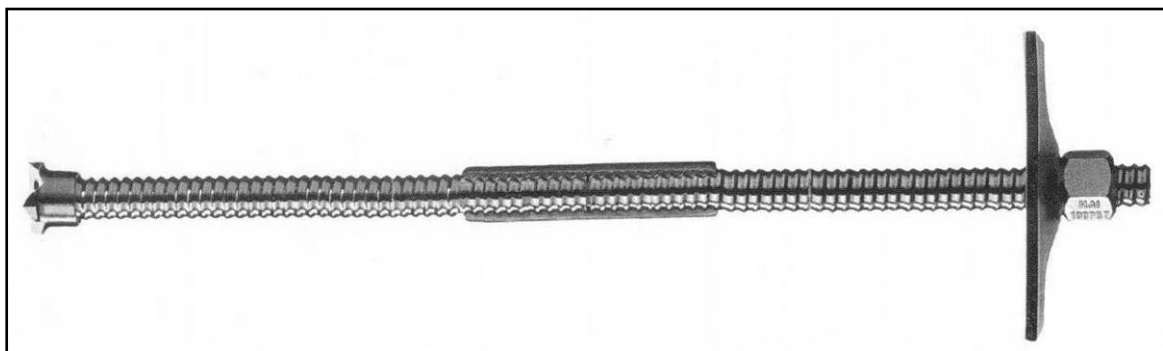


Figura 4.9 - Tirante selado com calda de cimento (ATLAS COPCO, 2005).

PREGAGENS DE FIXAÇÃO POR ATRITO

Este sistema é conseguido através do atrito entre a rocha e o aço que é criado por uma tensão radial contra as paredes do furo ao longo do seu comprimento (Figura 4.10). Este sistema permite entrar em serviço logo após a instalação sendo adaptável às mais diversas características do terreno. A presença de água não afecta a sua eficiência, no entanto, é um factor limitativo no caso de as pregagens serem aplicadas com carácter permanente, uma vez que são atacadas pela corrosão. Tem como principal desvantagem o facto de exigirem ferramentas especiais para a sua instalação.

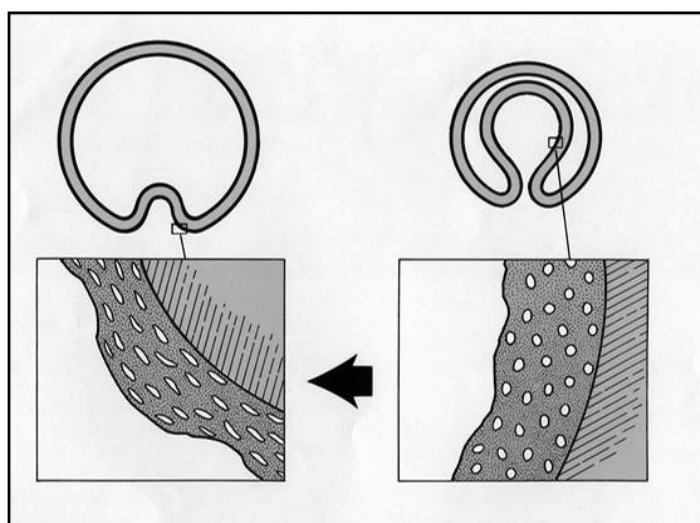


Figura 4.10 - Corte transversal de uma pregagem de fixação por atrito (ATLAS COPCO, 2005).

Em síntese, poder-se-á referir que existem inúmeras vantagens na aplicação deste tipo de reforço: versatilidade (dado que este sistema poderá ser aplicado em escavações das mais variadas geometrias), instalação simples, baixo custo, comparativamente a outros métodos de sustimento, facilidade de mecanização da aplicação e a possibilidade do seu uso logo após a escavação, sendo esta extremamente importante sob o ponto de vista da geomecânica.

Este tipo de reforço permite um fácil ajuste à variação das características do maciço rochoso e da geometria da escavação através da modificação do espaçamento entre pregos e o seu comprimento. As pregagens podem facilmente ser combinadas com sistemas de suporte adicionais tais como: rede, betão projectado, revestimento em betão cofrado ou pré-fabricado.

Betão Projectado

O uso de betão projectado para o suporte de escavações subterrâneas foi introduzido pelo sector da engenharia civil no início do século XX. Desde então, os avanços desta técnica e as suas vantagens foram responsáveis pela ampla difusão e utilização do betão projectado. Actualmente, a indústria mineira apostou no betão projectado como componente principal para o suporte subterrâneo. A dificuldade de acesso e o trabalho em espaços confinados são alguns dos problemas que são peculiares aos trabalhos subterrâneos e que requerem aplicações novas e inovadoras da tecnologia do betão projectado.

Uma área importante de aplicação do betão projectado é nos trabalhos subterrâneos, nomeadamente no sustimento de aberturas permanentes, tais como rampas e galerias de acesso. A incorporação de fibras de aço no betão projectado confere-lhe uma maior resistência, fazendo deste uma vantagem como elemento de reforço dos maciços rochosos.

TÉCNICAS DE BETÃO PROJECTADO

BETÃO PROJECTADO POR VIA SECA

A técnica de betão projectado por via seca tem a particularidade de os inertes serem homogeneizados sem a junção de água, sendo esta adicionada à mistura junto da boca de projecção, possibilitando, assim, um melhor ajuste as condições de água presente no maciço. Este procedimento de colocação exige mão-de-obra especializada, uma vez que a qualidade do betão depende em grande parte do modo como o operador regula a quantidade de água à saída da boca de projecção.

Os equipamentos utilizados na mistura por via seca são de dimensões reduzidas, facilitando a adaptação a túneis com reduzido espaço. Um aspecto negativo da aplicação desta técnica é a elevada quantidade de poeiras que se produzem na área de trabalho.

BETÃO PROJECTADO POR VIA HÚMIDA

A técnica de betão projectado por via húmida consiste em bombear o betão previamente misturado com a água até ao local de aplicação. Na saída da tubagem temos a boca de projecção que possui uma entrada para ar comprimido a alta pressão, que acelera o betão formando um "spray" sobre a superfície de recobrimento (Figura 4.11).

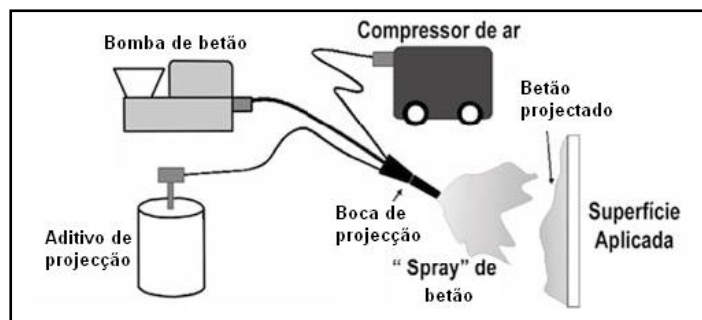


Figura 4.11 – Descrição esquemática do processo de aplicação do betão projectado por via húmida.

A consolidação do material sobre a superfície é proporcionada por um aditivo, responsável pela perda instantânea da fluidez do betão, também ele adicionado à mistura na boca de projecção. Uma característica marcante desta técnica é a reduzida porosidade conseguida como resultado da alta compactação e do baixo teor de água utilizado neste processo.

Quando aplicado numa superfície rochosa, o betão projectado penetra nas fissuras e nas cavidades da rocha escavada (Figura 4.12). Esta interacção entre o betão e a rocha, cria novas condições de estabilidade, ainda que permitindo alguma deformação da rocha, sem que se verifique o colapso; enquanto o betão projectado endurece. O controlo de qualidade é mais fácil, pois a mistura é realizada em unidades de produção idêntica do betão convencional.

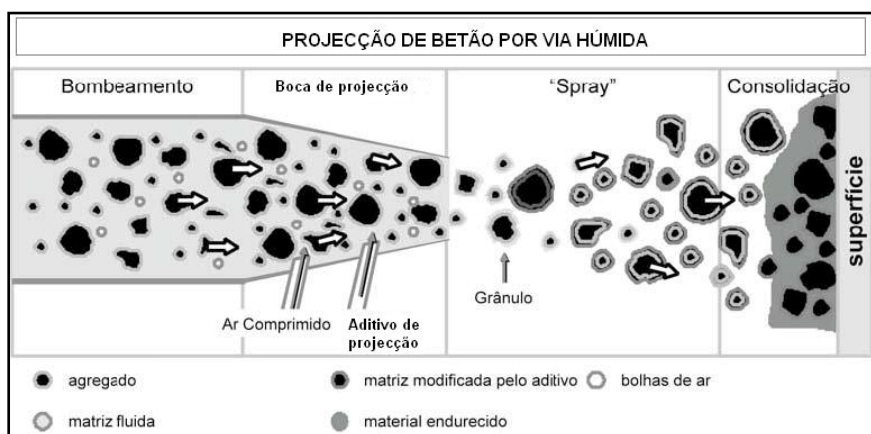


Figura 4.12 - Ilustração esquemática da aplicação do betão projectado.

A técnica de projecção tem também elevada importância, não só na qualidade do serviço executado, mas também no rendimento do material utilizado. Um incorrecto ângulo de incidência do jacto relativamente à superfície a revestir, provoca elevadas perdas de material que por reflexão, acabam por cair no solo. O betão projectado, para além das características de resistência, impermeabiliza a superfície rochosa, protegendo-a da degradação provocada pelos agentes externos (água e ar).

MÉTODO DE APLICAÇÃO DO BETÃO PROJECTADO

A qualidade final do betão projectado depende essencialmente da forma como é aplicado. Para que se obtenha uma boa qualidade é fundamental uma correcta preparação da superfície, uma boa iluminação da área de trabalho, uma ventilação eficiente e uma mão-de-obra especializada e bem treinada.

O betão projectado não deve ser colocado directamente na superfície seca e empoeirada, devendo a área de trabalho ser pulverizada, geralmente, com um jacto de ar-água para remover a rocha desagregada e a poeira da superfície. A rocha húmida proporciona uma boa superfície de ligação da primeira camada de betão projectado. É essencial que exista uma correcta sintonia entre a distância e a pressão a qual se está a projectar o betão para que a percentagem de perdas (proveniente dos ricochetes no caso de uma pressão demasiado elevada, ou então de queda por gravidade no caso da boca de projecção estar demasiado afastada da superfície) seja a menor possível.

A projecção deve descrever um percurso elipsoidal permitindo uma projecção uniforme, quer seja operado manualmente quer seja aplicado por uma máquina, evitando assim, espessuras variáveis. Deve-se na medida do possível optar por projectar o betão com recurso a meios mecânicos (Figura 4.13) dado que esta operação é fisicamente exigente quando executada manualmente, podendo ter influência na qualidade.

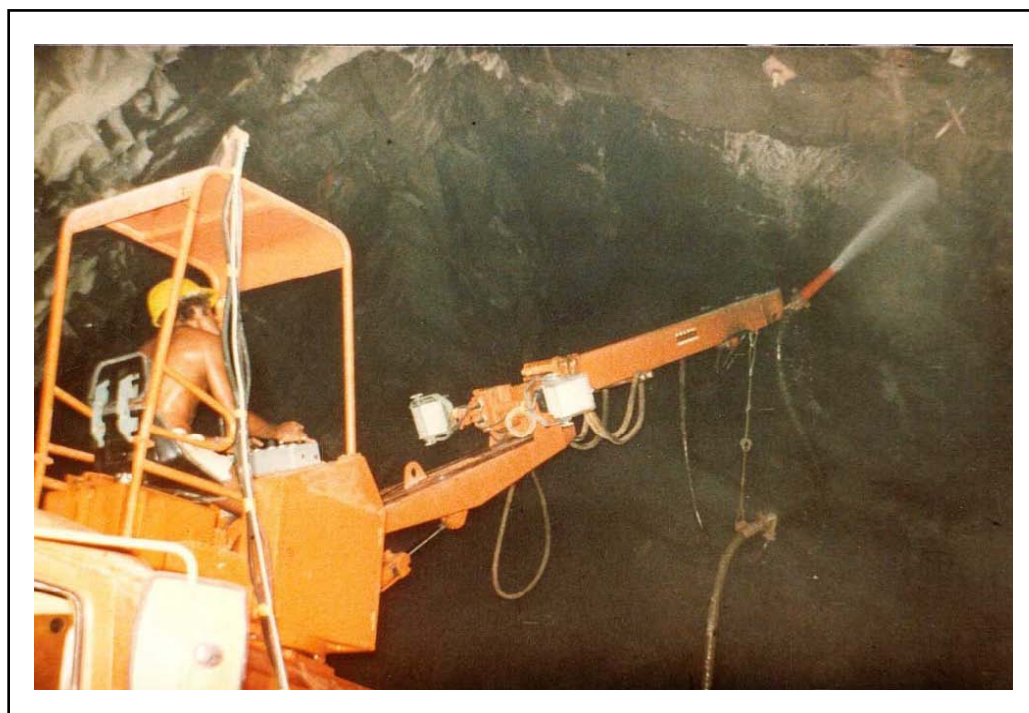


Figura 4.13 - Aplicação do betão projectado com meios mecânicos (Hoek et al., 1995).

A técnica do betão projectado cedo ganhou um vasto campo de aplicação não só pelo baixo custo, mas também pelo facto de ser uma técnica de fácil aplicação. Quando combinada com outros sistemas de suporte, tais como pregagens ou malha eletrossoldada, possibilita um excelente sistema de contenção. Esta técnica tem como principal inconveniente a grande percentagem de perdas, podendo ter reflexos negativos a nível ambiental, dada a composição da mistura.

4.4 SÍNTESE

É de extrema importância planificar o objectivo a dar a uma exploração após a conclusão da lavra, recuperação esta que pode envolver a criação de um espaço museológico integrando o espólio de materiais e equipamentos diversos resultantes da actividade mineira desenvolvida no local. Globalmente, concluiu-se que toda intervenção constitui um assinalável benefício para a zona, reduzindo de forma muito significativa os riscos associados à área degradada. Tratam-se assim de projectos de grande importância ambiental e histórica, fundamental para a melhoria das condições ambientais das áreas mineiras e que se insere na estratégia de recuperação e preservação histórica bem como a valorização ambiental destes espaços.

5. O caso de estudo da antiga Mina das Aveleiras, Mosteiro de Tibães

CAPÍTULO 5 O CASO DE ESTUDO DA ANTIGA MINA DAS AVELEIRAS, MOSTEIRO DE TIBÃES

5.1 GENERALIDADES

Este trabalho visa, em traços muito gerais, a caracterização e a avaliação da estabilidade geológico-geotécnica numa parte da antiga mina de volfrâmio das Aveleiras (ou Mina de Tibães) e identificação das áreas a projectar em termos de estrutura de reforço e de protecção a instalar no seu interior, de modo a viabilizar a sua visita no âmbito das actividades de extensão cultural e científica promovidas pelo Mosteiro de Tibães (IPPAR). Por solicitação do IPPAR, seria conveniente, caso sejam cumpridas as normas de segurança, adoptar um tipo de sustimento em madeira, tal como era característico na altura da exploração. A antiga Mina das Aveleiras, pertencente ao Mosteiro de Tibães (Oliveira, 1970, 1974; Mata & Dias Costa, 1998; Fontes, 2005), está situada a cerca de 6km da freguesia de Mire de Tibães, a Oeste de Braga (figura 5.1).

Os principais objectivos a atingir com o presente estudo geológico e geotécnico subterrâneo da antiga Mina das Aveleiras e da área superficial envolvente são os seguintes:

- i) síntese dos constrangimentos cartográficos, geomorfológicos, geológicos, tectónicos e hidrogeológicos de superfície na área envolvente à Mina das Aveleiras. Reconhecimento geológico e geomorfológico de superfície;
- ii) reconhecimento e inspecção visual do estado estrutural do traçado subterrâneo da Mina das Aveleiras. Selecção dos trechos subterrâneos para estudo;
- iii) elaboração da cartografia geológico-estrutural e do estudo geológico (em particular, reconhecimento das características litológicas, estruturais e estratigráficas para definir as unidades geológicas) das galerias em estudo;
- iv) elaboração de um levantamento geológico-geotécnico de pormenor para definir as características do zonamento geotécnico, em termos do tipo de litologias, do grau de alteração e do grau de fracturação, entre outras características, as quais permitirão definir as unidades geotécnicas. Execução de ensaios geomecânicos *in situ* para definir a resistência do material rochoso. Elaboração da proposta dum modelo geotécnico-

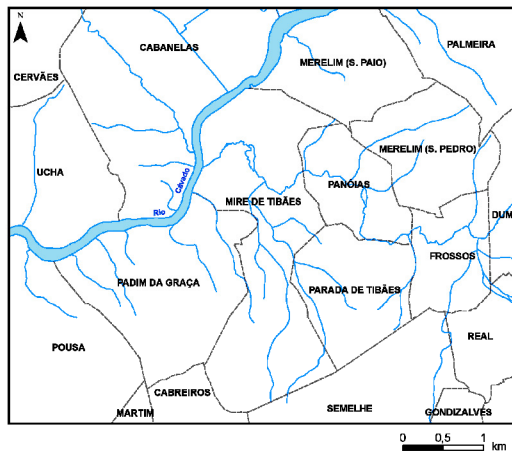
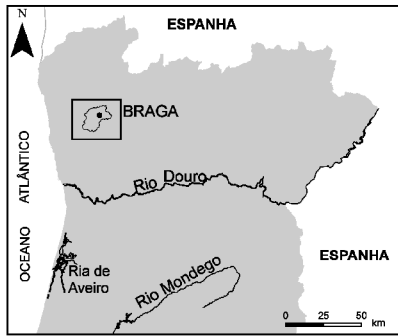
geomecânico do maciço rochoso das Aveleiras, com base na aplicação de diferentes classificações geomecânicas de maciços rochosos;

- v) síntese de toda a informação com a elaboração das principais conclusões do estudo prévio, bem como a proposta de uma série de recomendações em termos de geoconservação do património geológico-mineiro das Aveleiras.

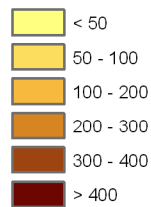
5.2 ACÇÕES DESENVOLVIDAS

Foram realizadas as seguintes acções, quer no campo quer em gabinete, para a preparação da geologia e da geomorfologia de superfície, da cartografia geológico-mineira e da geotecnia subterrânea da antiga mina das Aveleiras, a saber:

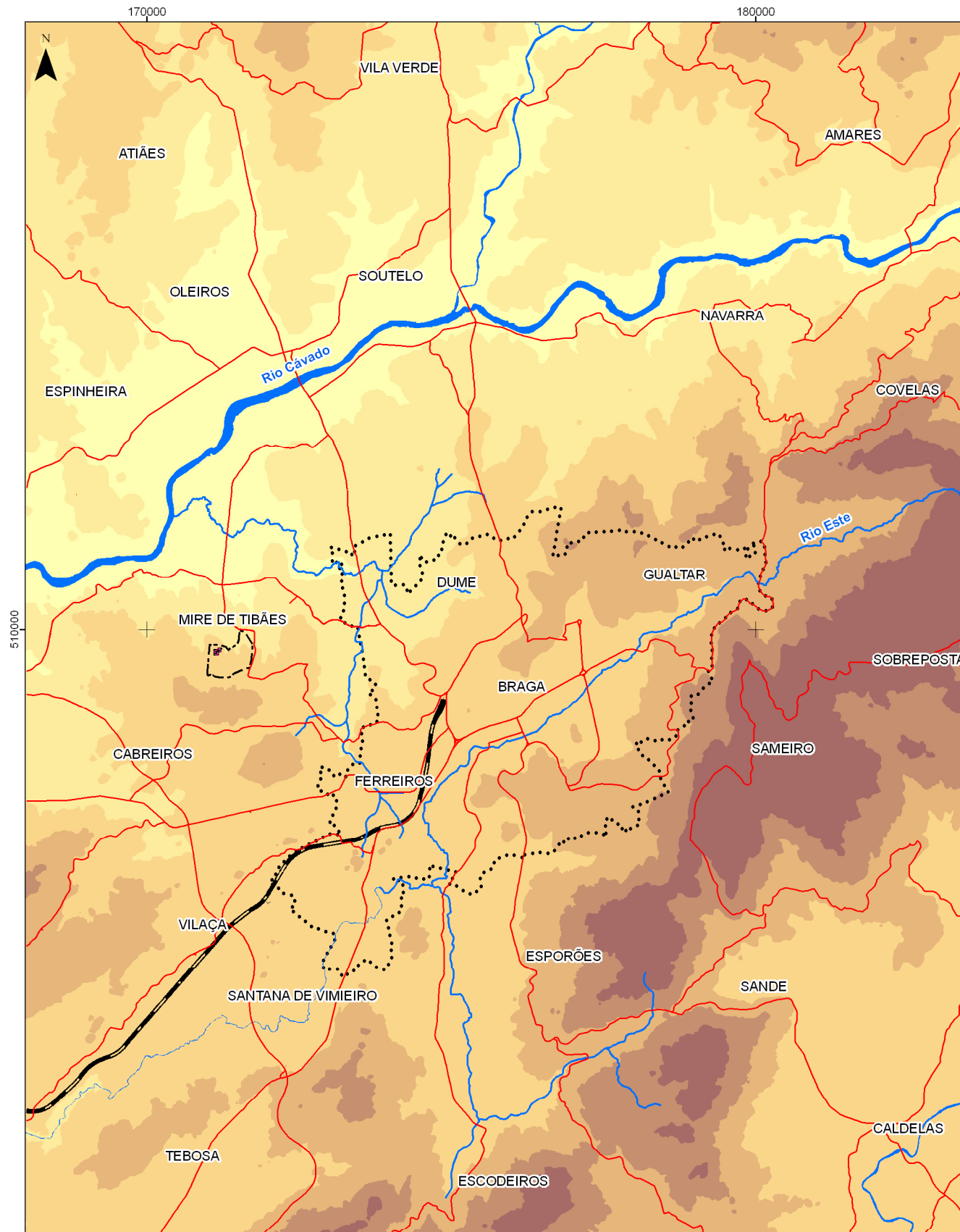
- O trabalho iniciou-se com a compilação de toda a documentação cartográfica, publicações e relatórios sobre o local e a região em estudo. De referir que foi gentilmente cedido, em reunião no Mosteiro de Tibães, pela Arquitecta M. J. Dias Costa, um importante *dossier* de elementos vários sobre a antiga mina de Tibães (ou mina das Aveleiras) que foram criteriosamente analisados e sintetizados, tendo sido incorporadas todas as informações consideradas relevantes para o projecto;
- Dada a inexistência de uma base topográfica actualizada da antiga mina, procedeu-se à vectorização, numa base georreferenciada em Sistema de Informação Geográfica (SIG), da informação topográfica disponibilizada e publicada em papel (a diferentes escalas). Esta acção iniciou-se com a rasterização e vectorização de toda a informação cartográfica disponibilizada pelo IPPAR (*e.g.*, planta topográfica da cerca do Mosteiro de Tibães, plantas várias da mina das Aveleiras, às escalas 1/200 e 1/5.000, da Personda, 1994) e adquirida pelo LABCARGA-ISEP para o efeito (nomeadamente a Carta Militar de Portugal à escala 1/25.000 [folhas 56, Amares e 70, Braga], da série M888-Ed2-IGE-1997, Planta de Ordenamento do PDM da Câmara Municipal de Braga (sector de Mire de Tibães) e a Carta Geológica de Portugal, à escala 1/50.000 [1ª e 2ª edição], de Braga), quer de superfície quer subterrânea;
- Figura 5.1 – Localização da Mina das Aveleiras.



Altitude (m)

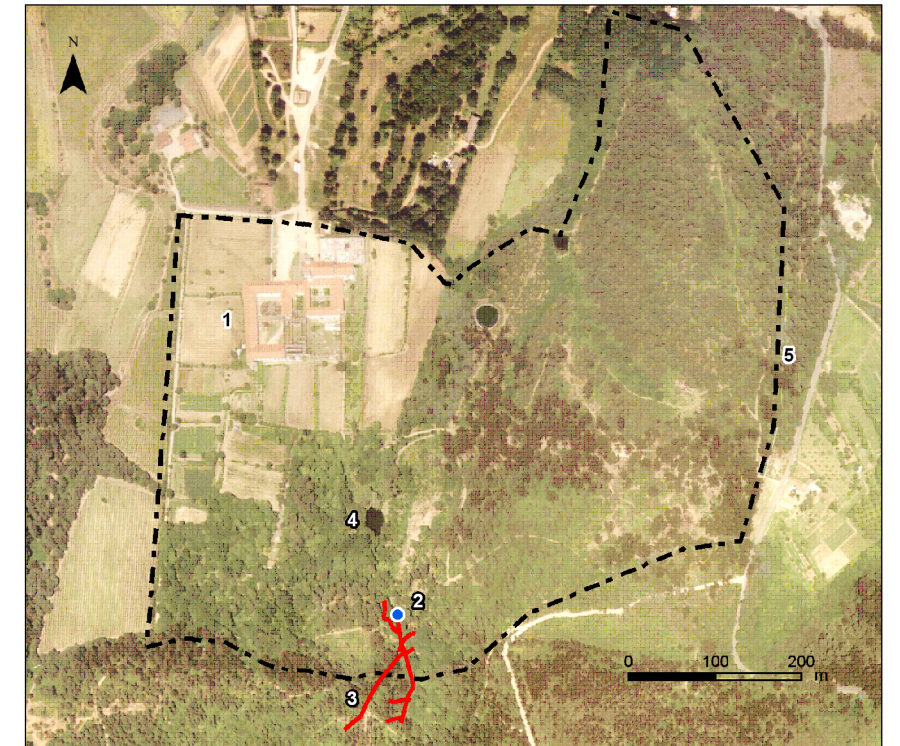
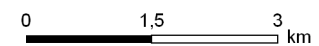


- Perímetro da cidade de Braga
- Cerca do Mosteiro de Tibães
- Rede rodoviária principal
- Rede ferroviária
- Rede hidrográfica principal



Base topográfica: Carta Militar de Portugal à escala 1:25000 (IGeoE),
Folhas 56 (1997) e 70 (1997)
Série M888, Edição 2/GE 1997

Sistema de coordenadas: Hayford-Gauss-Militar



Ortofotomapa (Câmara Municipal de Braga)

Legenda:

- 1 - Mosteiro de Tibães
- 2 - Entrada do túnel da Mina das Aveleiras
- 3 - Traçado subterrâneo do túnel da Mina das Aveleiras
- 4 - Lago
- 5 - Cerca do Mosteiro de Tibães

- Foram adquiridos pelo LABCARGA-ISEP ao Instituto Geográfico do Exército (IGeoE) uma fotografia aérea (escala aproximada 1/25.000) e à Câmara Municipal de Braga ortofotomapas da região de Mire de Tibães para se realizarem estudos de fotogeologia para, assim, apoiar os esboços cartográficos de superfície, com o objectivo de se enquadrarem, especialmente, os constrangimentos geológico-estruturais e morfotectónicos regionais e locais;
- Efectuaram-se, em Dezembro de 2006, reconhecimentos geomorfológicos e geológicos de superfície da área circunvizinha à antiga mina das Aveleiras, bem como se procedeu a uma avaliação e a um reconhecimento preliminar das condições geológicas subterrâneas e ao estudo estrutural preliminar para preparar o estudo geológico, numa primeira fase e o estudo do zonamento geotécnico-geomecânico, subsequente. O trabalho de campo desenvolvido incluiu, inicialmente, um reconhecimento pormenorizado qualitativo, por inspecção visual e fotográfica, da entrada da antiga Mina das Aveleiras e de um trecho subterrâneo com cerca de 80m de extensão, bem como a avaliação das condições das galerias transversais (ca. 20m e 5m, respectivamente) e dos poços de ventilação (2) envolventes na área estudada;
- Efectuou-se, entre Janeiro e Fevereiro de 2007, o estudo geológico-geotécnico subterrâneo, propriamente dito, da antiga Mina das Aveleiras. Numa primeira fase elaborou-se a cartografia geológico-estrutural de pormenor (escala 1/100) da galeria principal (ca. 80m) e das galerias secundárias (travessas, TE) e validaram-se todos os poços de ventilação. Numa segunda fase, procedeu-se ao levantamento geológico-geotécnico de pormenor, recorrendo à técnica de amostragem linear em maciços rochosos, que permitiu caracterizar, em termos de zonamento geotécnico, as condições geológico-geotécnicas da compartimentação do maciço rochoso subterrâneo. Em paralelo, foi efectuada uma série de ensaios geomecânicos *in situ* e em laboratório para apoiar o estudo geotécnico;
- Em gabinete, procedeu-se à análise, síntese, cruzamento e interpretação de toda a informação, quer à escala regional quer à escala local, histórica, topográfica, geológica, geomorfológica, geotécnica e geomecânica com o objectivo de se estabelecer um modelo geológico-estrutural e, posteriormente, um modelo geotécnico do maciço rochoso das Aveleiras. Toda a documentação cartográfica foi tratada vectorialmente em ambiente de Sistema de Informação Geográfica (SIG). Houve, ainda, a preocupação de se proceder a um ensaio das principais classificações geomecânicas de maciços rochosos, nos trechos

subterrâneos estudados, para se determinar o quadro geomecânico global dos sistemas de suporte mais adequados para a Mina das Aveleiras e constituir um ponto de apoio para as propostas da estrutura de reforço e de protecção da Mina das Aveleiras.

No âmbito do presente estudo foi inteiramente actualizada a caracterização geomorfológica, geológica e geotécnica apresentada em anteriores relatórios (e.g., Personda, 1994; Mota-Engil, 2003) e estudos regionais (e.g., Teixeira et al., 1973; Ferreira et al., 2000) da área da Cerca do Mosteiro de Tibães e sua envolvente. Para o efeito foram realizadas extensivas operações de reconhecimento de campo cuja informação foi cruzada, nomeadamente, com a interpretação fotogeológica e geológico-estrutural à escala regional e local. Os trabalhos de terreno, como se referiu, decorreram fundamentalmente durante os meses de Dezembro de 2006 a Fevereiro de 2007 e contaram com a gentil colaboração de todos os funcionários do Mosteiro de Tibães, quando estes foram solicitados.

Como elementos de trabalho de base, recorreu-se aos seguintes documentos cartográficos:

- i) cartas geológicas e tectónicas gerais a escalas várias: 1/50.000 (“Carta Geológica de Portugal, folha 5-D/Braga, na 1ª edição, de autoria de Teixeira et al., 1973 e, na 2ª edição, de Ferreira et al., 2000), 1/200.000 (“Carta Geológica de Portugal”, folha 1, de Pereira et al., 1989) e 1/500.000 (“Carta Geológica de Portugal”, 5ª edição, Oliveira et al., 1992, e “Mapa de Fracturas” de Conde, 1983); 1/1000000 (“Carta Tectónica de Portugal” de Ribeiro et al. (1972) e “Carta Neotectónica de Portugal” de Cabral & Ribeiro, 1988);
- ii) fotografia aérea (escala aproximada 1/25.000) e ortofotomapas (escala 1/10.000) do sector adquiridos ao IGeoE e à Câmara Municipal de Braga, respectivamente;
- iii) cartas topográficas (“Carta Militar de Portugal”, escala 1/25.000, Série M888-Ed. 2, folhas 56 e 70, do IGeoE, 1997a,b).

5.3 ENQUADRAMENTO GEOTECTÓNICO E GEOMORFOLÓGICO REGIONAL

5.3.1 GEOTECTÓNICA REGIONAL

A região de Mire de Tibães (Oeste de Braga) enquadra-se na denominada Unidade Metassedimentar Parautóctone do Minho Central e Ocidental (Ferreira et al., 2000), ladeada pelos maciços graníticos de Braga, de Gondizalves e de Aveleda (Teixeira et al., 1973; Dias et al., 2000b). Estes maciços fazem parte, no Noroeste Peninsular, de uma vasta faixa de granitóides Variscos, de orientação geral NW-SE, e estendem-se nas regiões naturais desde o Alto Minho até às Beiras (fig. 5.2). Do ponto de vista geotectónico e tectonoestratigráfico a região insere-se na Zona Centro-Ibérica (ZCI) e no Terreno Autóctone Ibérico (Ribeiro et al., 1990).

Segundo a sistematização de rochas graníticas da ZCI de Ferreira et al. (1987), baseada essencialmente na intensidade da deformação impressa nas suas texturas, a distribuição espacial destes granitóides está relacionada com megacisalhamentos dúcteis (i.e., está localmente associada ao megacisalhamento de Vigo–Vila Nova de Cerveira–Amarante–Peso da Régua). Os granitóides em questão, nas proximidades da área em estudo, incluem-se nos maciços sin- e tardi-tectónicos relativamente à 3ª fase de deformação (D_3) varisca (Ferreira et al., 1987, 2000). Estes granitóides distribuem-se em largas faixas, lateralmente aos megacisalhamentos, e estão controlados por sistemas de fracturas frágeis conjugadas, com orientações regionais médias NW-SE e NE-SW. Nas proximidades do sector de Mire de Tibães afloram várias manchas graníticas de distintas fácies, i.e., na parte Nordeste, o Complexo Granítico de Braga e a Sul, o granito de Gondizalves e o granito de Celeirós (Dias et al., 1998, 2000b; Ferreira et al., 2000). O extenso vale preenchido por depósitos de cobertura do rio Cávado, controlado tectonicamente segundo a direcção geral ENE-WSW, materializa uma linha morfoestrutural divisória na região. Este vale é constituído por depósitos aluvionares do Holocénico (Ribeiro et al., 1943; Teixeira et al., 1973; Braga, 1987; Braga et al., 1989) ou, na terminologia de Soares de Carvalho (1992), de depósitos fluviais, não actuais, que acompanham o canal actual dos rios e ribeiras.

Para uma visão pormenorizada do enquadramento da geologia regional de Braga e, em particular de Mire de Tibães, consultar os trabalhos de Teixeira et al. (1973) e de Ferreira et al. (2000).

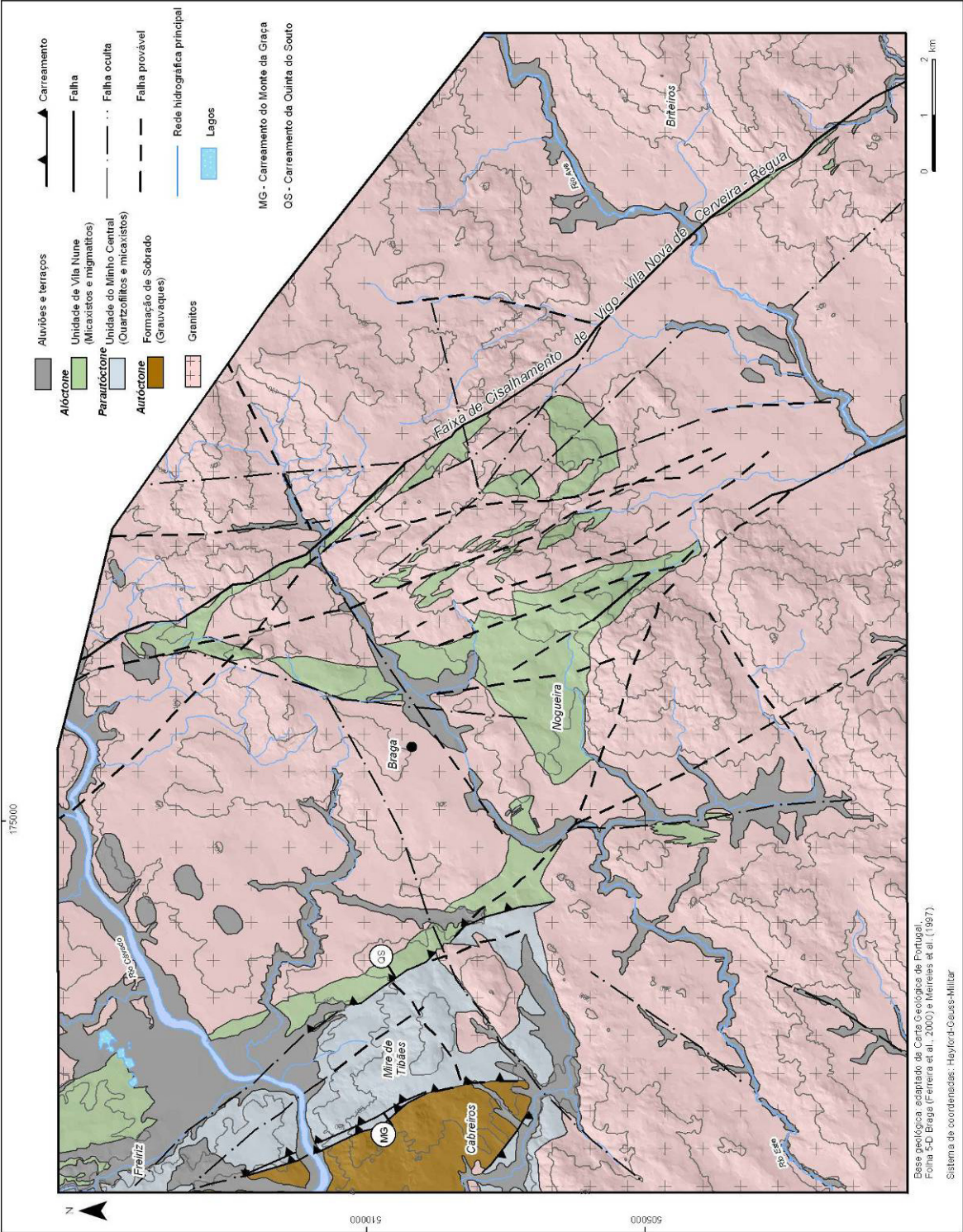


Figura 5.2 – Esboço geológico regional de Braga (adaptado e simplificado de Ferreira et al., 2000).

Neste trabalho convém destacar as seguintes unidades geológicas (cf. Teixeira et al., 1973; Ferreira et al., 2000) que afloram na área em estudo (figura 5.3):

- **Depósitos de cobertura**

Ocorrem, quer preservados em depressões tectónicas, quer como terraços fluviais, essencialmente ligados ao rio Cávado. Os depósitos considerados de cobertura correspondem a unidades plio-pleistocénicas e holocénicas, ocorrendo desde depósitos flúvio-lacustres até depósitos fluviais, aflorando ainda depósitos de solifluxão e de vertente e aluviões actuais;

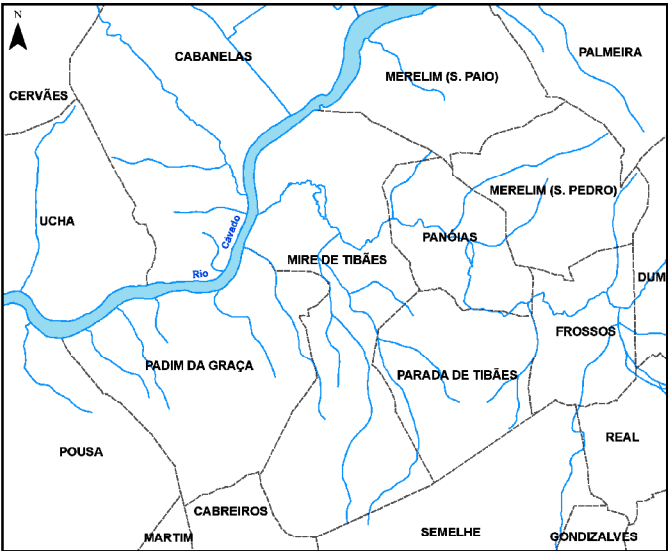
- **Rochas metassedimentares**

Ocorrem, na parte ocidental da cidade de Braga, a Oeste da faixa de cisalhamento de Vigo-Vila Nova de Cerveira-Régua. Na região de Mire de Tibães há indícios de estruturas graníticas sub-aflorantes, como apófises e veios graníticos a cortar as rochas metassedimentares. As unidades metassedimentares que afloram na região de Mire de Tibães, de idade Silúrica (Teixeira et al., 1973; Ferreira et al., 2000), são genericamente constituídas por micaxistos, metagrauvaques e metapelitos, com intercalações de quartzofilitos e quartzitos. Os trabalhos de Meireles et al. (1997) e de Ferreira et al. (2000) mostraram que o enquadramento geotectónico é mais complexo do que o apresentado por Teixeira et al. (1973). Assim, para Meireles et al. (1997) e Ferreira et al. (2000) existem diferentes domínios tectonometamórficos separados por falhas regionais profundas (mega-cisalhamentos) provavelmente relacionados com a 2ª fase de deformação Varisca, i.e., o carreamento maior da Quinta do Souto e o carreamento menor do Monte da Graça.

- **Rochas graníticas**

Ocorrem no sector a Nordeste e a Sul de Mire de Tibães, sendo constituídas por rochas graníticas, de instalação sin-tectónica (granito de Gondizalves, com 320-310Ma; Dias et al., 1998, 2000a) e tardi-tectónica (granitos de Braga e de Celeirós; com 310-305Ma; Dias et al., 1998) relativamente à 3ª fase de deformação da orogenia Varisca. Genericamente, afloram na região, desde granitóides de duas micas, de grão médio a fino (fácies de Gondizalves e Caldas) a monzogranitos biotíticos, de tendência porfíroide, de grão médio a fino (fácies de Braga) e, por vezes, grosseiro (fácies de Celeirós).

Figura 5.3 – Unidades geológicas presentes na área de estudo (adaptado de Ferreira et al., 2000).



SINAIS CONVENCIONAIS

- Carreamento
- Carreamento provável
- Falha
- Falha oculta
- Falha provável
- Marcos geodésicos
- Rede hidrográfica principal
- Lagos

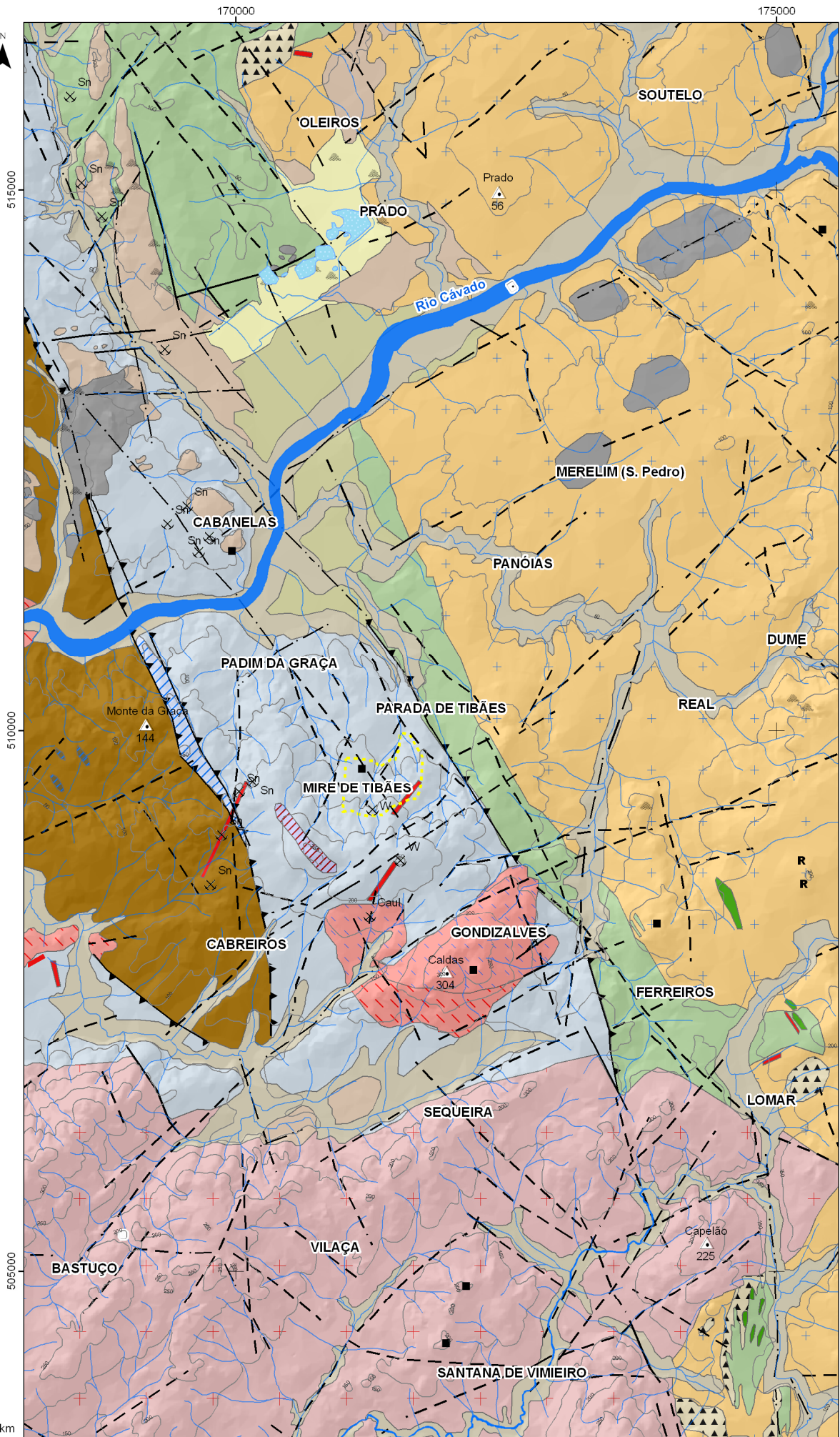
ARQUEOLOGIA E PATRIMÓNIO

- Ponte medieval
- Ruínas de "Bracara Augusta"
- Campo fortificado, recinto amuralhado, "oppidum", castro
- Castelo

RECURSOS GEOLÓGICOS

- Exploração mineira abandonada ou suspensa
- Sn (Estanho)
- W (Tungsténio)
- Caul (Caulimo)
- Pedreiras

- Cerca do Mosteiro de Tibães



Base topográfica: Carta Militar de Portugal à escala 1:25000 (IGeoE), Folhas 56 (1997) e 70 (1997) Série M888, Edição 2/IGE 1997

Sistema de coordenadas: Hayford-Gauss-Militar

Base geológica: adaptada da Carta Geológica de Portugal, Folha 5-D Braga, (Ferreira et al., 2000), 2ª Edição

Depósitos de cobertura

- | | |
|---------------------|---|
| Actual e Holocénico | Depósitos fluviais actuais |
| | Depósitos de solifluxão e vertente (Depósitos de cascalho/blocos e seixos angulosos) |
| Quaternário Antigo | Depósitos fluviais (areias caulínicas: Prado, Cruto e Ucha), cobertos ou não por depósitos de solifluxão e vertente |
| | |
| Pliocénico | Depósitos fluvio-lacustres (areias e argilas com esmectites: Formação de Prado) |
| | |

Rochas Metassedimentares

- | | |
|-------------------------------------|--|
| Alóctone Silúrico Inf. Landoveriano | Unidade de Vila Nune: Micaxistos e migmatitos |
| | Tufos vulcânicos intermédios a básicos skarnificados (anfíbolitos) |

Carreamento maior (Quinta do Souto)

- | | |
|--|---|
| Parautoctone Silúrico Landoveriano-Venloquiano | Unidade do Minho Central e Ocidental Alternância de quartzofilitos e micaxistos |
| | Quartzitos |
| | Turmalinitos |

Carreamento menor (Monte da Graça)

- | | |
|---------------------------------------|--|
| Autoctone Devonico Inf. Silúrico sup. | Formação de Sobrado ("Grauvaques de Sobrado") |
| | Alternância de xistos, siltos e grés castanho-avermelhados |

Rochas graníticas variscas

- | | | |
|-----------------------------|--------------------------------|--|
| Tarditectónicas relat. a F3 | Complexo Granítico de Braga | Monzogranito biotítico, com rara moscovite, tendência porfiróide, de grão médio a fino (Granito de Braga) |
| | | Granodioritos, quartzomonzodioritos e monzodioritos, de grão fino e médio |
| Tarditectónicas relat. a F3 | Complexo Granítico de Celeiros | Monzogranito biotítico, com rara moscovite, porfiróide, de grão grosseiro (Granitos de Celeiros e Vieira do Minho) |
| | | |
| Sintectónicas relat. a F3 | | Granito de duas micas, de grão médio (Granito de Gondizalves) |
| | | Granito moscovítico de grão fino |

Filões e massas

- Filões e massas aplíticas e/ou pegmatíticas

- **Filões e massas**

Afloram inúmeras rochas filonianas de composição variada, tais como filões de quartzo, filões e massas aplíticas e/ou pegmatíticas. Algumas destas massas foram alvo, no passado, de explorações mineiras, dadas as suas mineralizações em volfrâmio e estanho.

5.3.2 GEOMORFOLOGIA REGIONAL

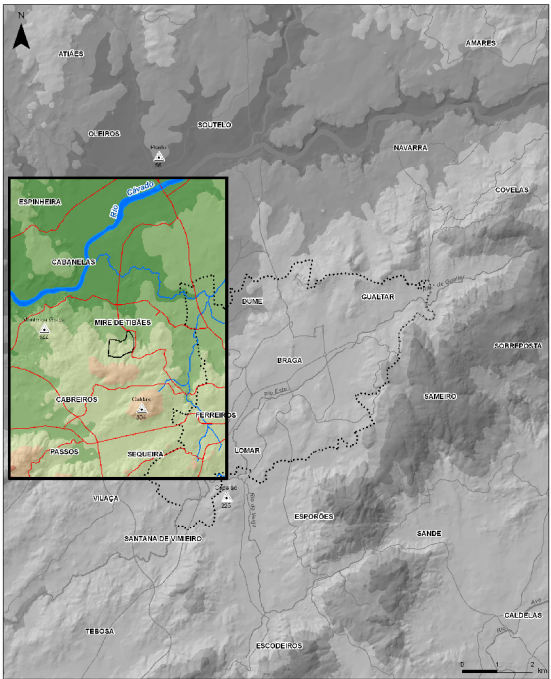
A característica topográfica mais evidente da área em apreço consiste no contraste entre o fundo plano dos vales e as vertentes íngremes das elevações que os ladeiam (Figura 5.4 e 5.5) o que, de resto, constitui uma fisionomia abundante na região minhota (Feio, 1949). A disposição segmentada do relevo, segundo a direcção principal NE-SW, reflecte o condicionamento estrutural que guiou a evolução geomorfológica recente da área. As cortinas contínuas de elevações (Sameiro – 572m; Esporões – v.g. Santa Marta: 562m; Tebosa – v.g. Bandeira: 279m), as sucessivas áreas deprimidas, umas de formato oval, outras com uma forma mais alongada segundo os cursos de água, a rede hidrográfica de padrão rectangular (e.g., os rios Cávado e Este) e alguns vales lineares são evidências morfológicas que reflectem o condicionamento tectónico na morfologia actual.

Como unidades morfológicas principais podemos distinguir: o amplo vale do rio Cávado que segue a direcção tectónica principal da área e se desenvolve por uma área aplanada e baixa (inferior a 100 metros de altitude); os feixes de elevações que se dispõem segundo a mesma orientação e que constituem os interflúvios principais entre as duas bacias hidrográficas principais, a dos rios Este e Cávado; um corredor deprimido de contorno arqueado, com orientação média NNW-SSE (Espinheiro-Escoceiros), que corta perpendicularmente as cortinas de elevações e produz um ligeiro estrangulamento no amplo vale do Cávado. Este corredor tectónico parece ser o factor responsável pela súbita mudança de orientação no traçado do rio Este, a jusante da cidade de Braga, o que para certos autores constitui uma captura recente de um curso de água que já drenou para o rio Cávado (Feio, 1949).

A parte do rio Este situada a montante da cidade de Braga parece corresponder a um antigo afluente do rio Cávado, posteriormente capturado pelo rio Este. A assimetria que a rede hidrográfica das margens do rio Cávado apresenta justifica, em parte, que o rio Cávado tenha perdido, em dado momento, parte da sua rede hidrográfica a favor do rio Este. O maior vigor longitudinal dos afluentes da margem direita do rio Cávado ameaçam agora, a recaptura de alguns segmentos da bacia actual do rio Este (Feio, 1949).

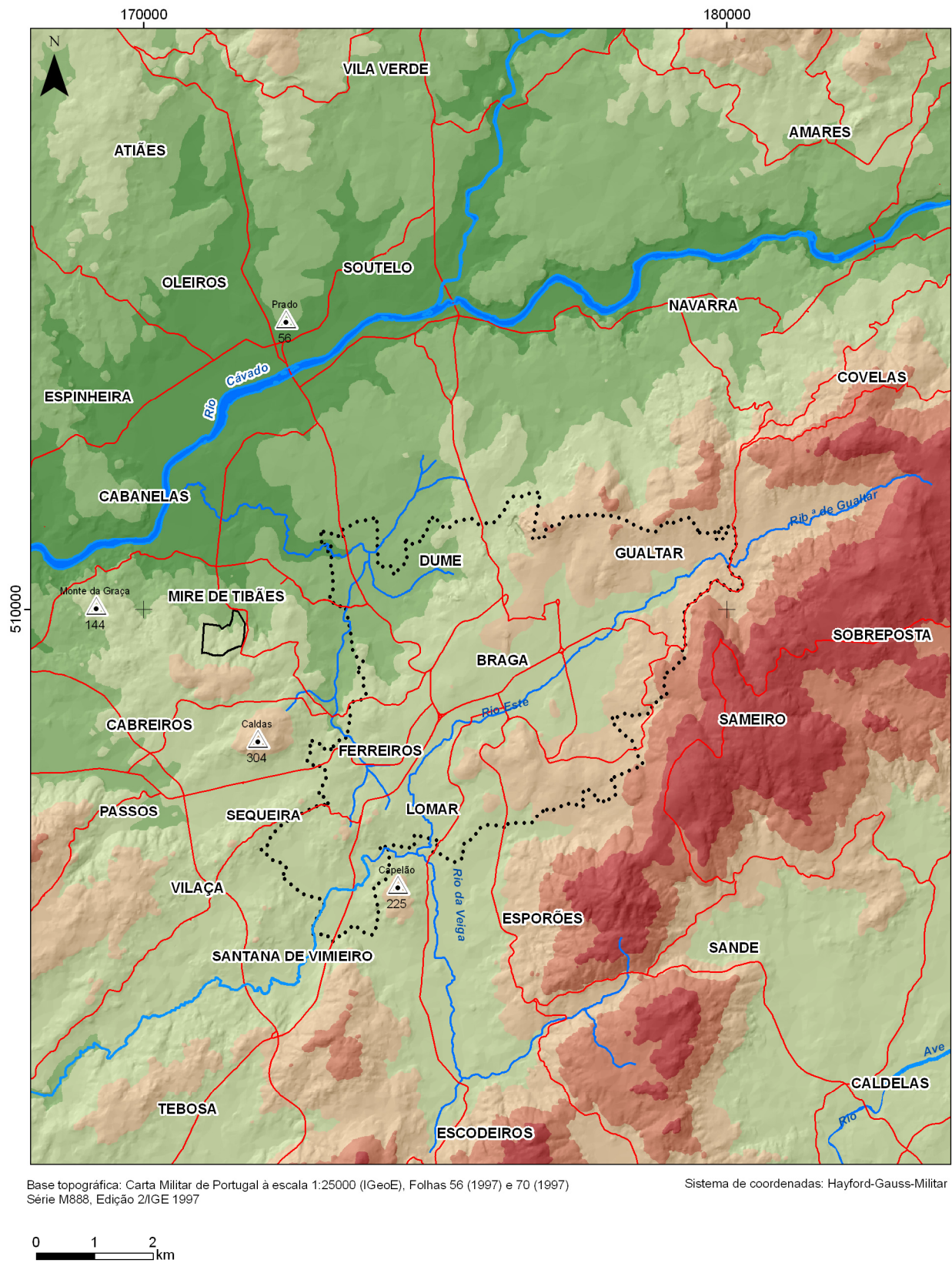
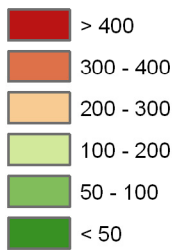
Figura 5.4 – Mapa hipsométrico da área de Braga, Vale do Cávado (A: modelo digital de terreno (MDT); B: extracto do MDT com fotointerpretação dos principais lineamentos tectónicos).

Figura 5.5 – Mapa de declives da região de Mire de Tibães – Braga.



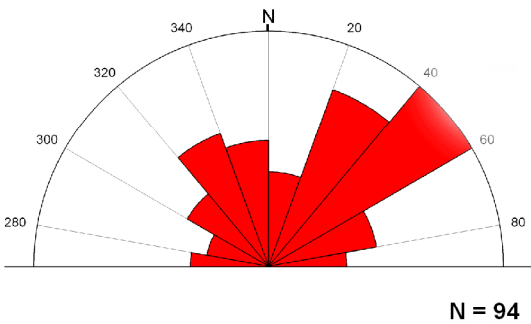
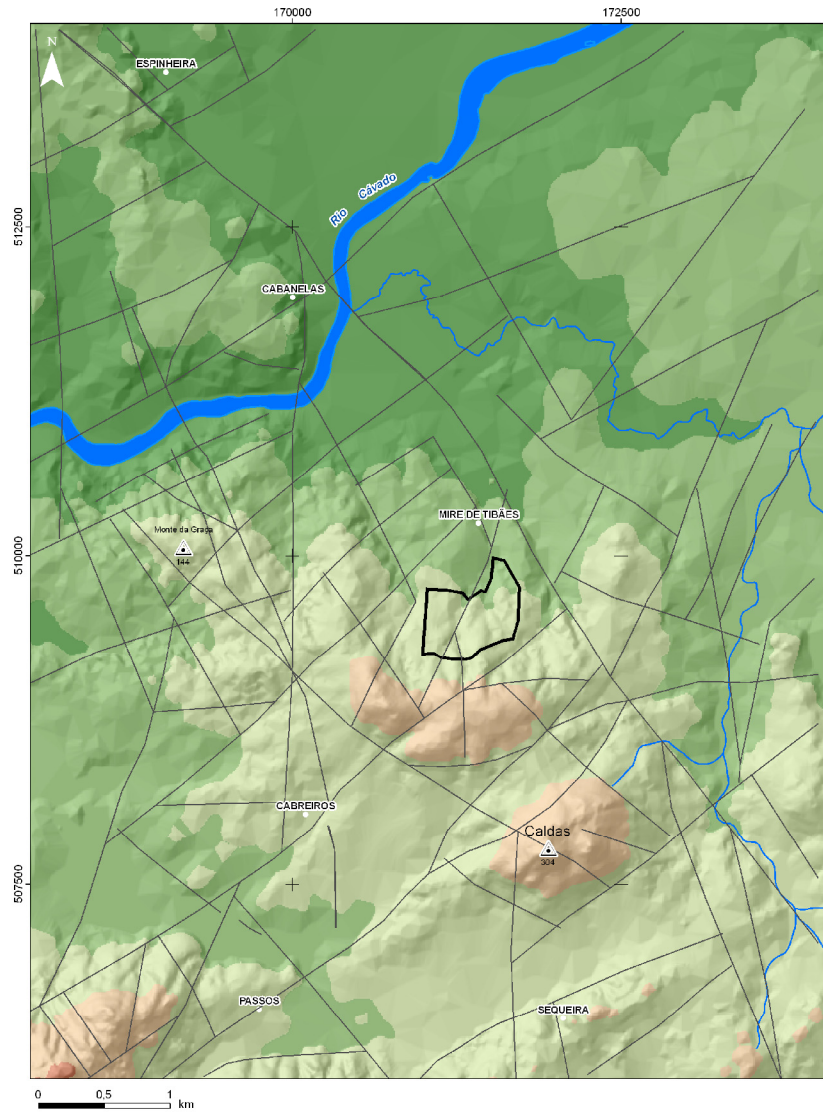
- Cerca do Mosteiro de Tibães
- Perímetro da cidade de Braga
- Marcos geodésicos
- Rede hidrográfica principal
- Rede rodoviária principal
- Lineamentos tectónicos fotointerpretados

Hipsometria (metros)



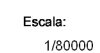
Base topográfica: Carta Militar de Portugal à escala 1:25000 (IGeoE), Folhas 56 (1997) e 70 (1997)
Série M888, Edição 2/IGE 1997

Sistema de coordenadas: Hayford-Gauss-Militar



Mapa hipsométrico e de lineamentos tectónicos da região de Mire de Tibães - Braga

Escala:
1/100000



No amplo fundo de vale do rio Cávado, a montante de Cabanelas, pode encontrar-se (figura 5.5), pelo menos, dois níveis de terraço fluvial que deverão corresponder a momentos de estabilidade no trabalho de incisão linear deste rio. Segundo Ferreira (1983) este fundo de vale plano e amplo fará parte de uma superfície poligénica de idade provavelmente plio-quadernária que se insinua pelos vales principais dos rios Minho, Lima, Cávado e Ave.

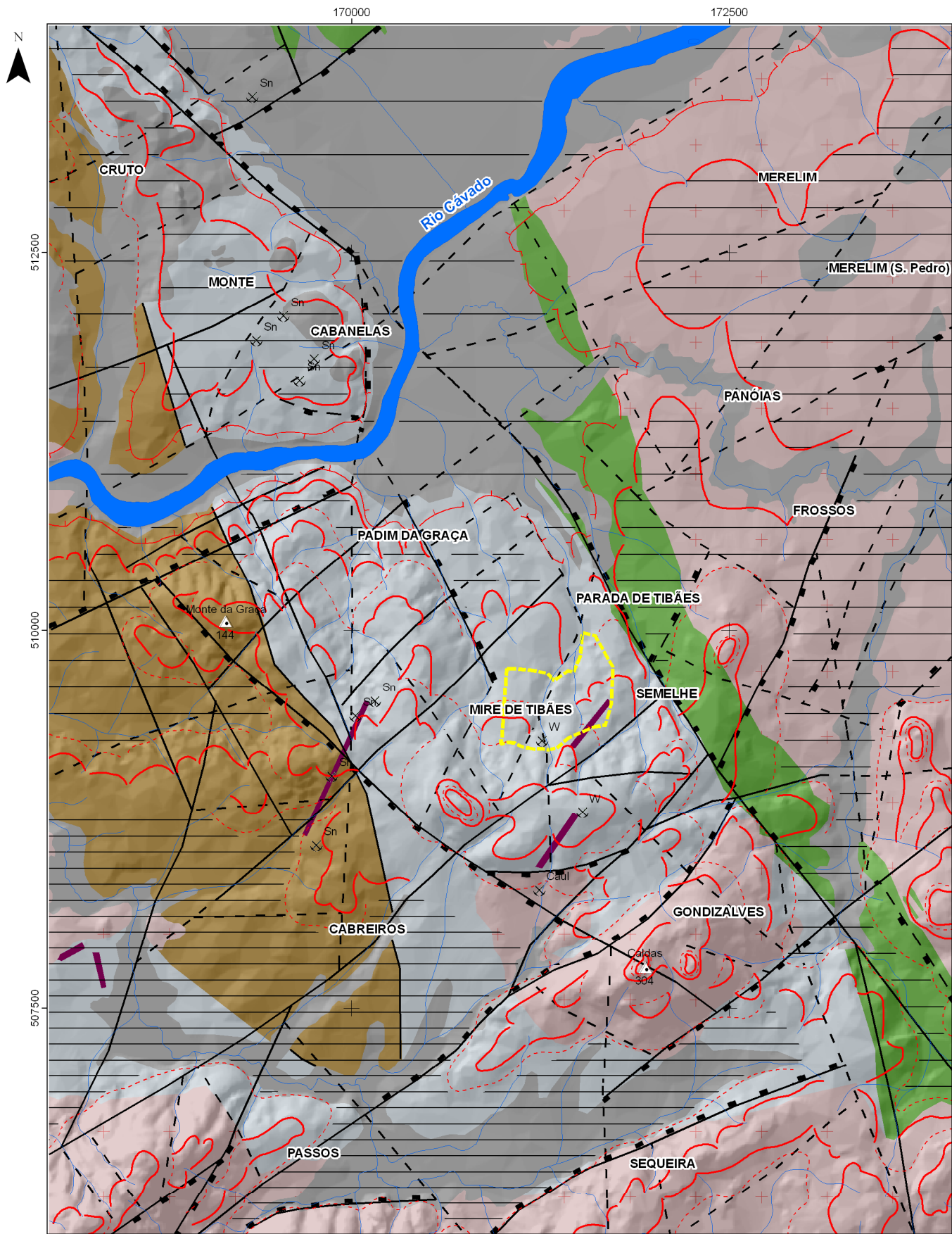
Em pormenor, o local em apreço é dominado por um conjunto de elevações que constituem o monte de S. Filipe (outroa S. Gens: 263m) e o monte das Caldas (304m), em Gondizalves. Esta área de relevo acidentado, com orientação geral NW-SE, estabelece a separação das bacias hidrográficas do rio Torto, a NE e do rio Labriosque, a SW, ambos afluentes do rio Cávado, que corre em amplo vale a Norte de Mire de Tibães. A densa rede de drenagem local insere-se na bacia hidrográfica do rio Cávado, estando localmente condicionada por direcções próximas de NE-SW, N-S e ENE-WSW. Localmente, é muito relevante o confronto morfológico estabelecido, sensivelmente, pela falha regional com orientação NNW-SSE (*Carreamento da Quinta do Souto*; Ferreira et al., 2000) que separa os migmatitos dos micaxistos, dado que este acidente tectónico é marcado por uma escarpa contínua e pelo aperto do vale do rio Cávado na sua transposição. Esta falha regional poderá, em parte, ser responsável, pelo soerguimento dos compartimentos ocidentais, nos quais se inclui a elevação de Tibães (ver figura 5.6).

As elevações centrais com disposição norteada, nas quais se inclui o monte de Tibães, constituem uma estrutura em *horst* (ou talvez, o *push-up* de Tibães – ver figura.5.5, definido pelo conjunto de relevos xistentos que interrompem o vale amplo do rio Cávado e marginam as áreas profundamente deprimidas talhadas em substrato metassedimentar.

O condicionamento tectónico da morfologia da área, nomeadamente das falhas NE-SW e NNW-SSE, é também evidenciado pelo retalhar do relevo em pequenas unidades, como por exemplo:

- a escadaria de elevações que se estabelece desde o topo destas até ao fundo do vale do rio Cávado, originando uma disposição por vários patamares topográficos onde se estabelecem as povoações;
- o traçado rectangular e linear que a rede hidrográfica assume, particularmente no sector ocidental;
- o desenvolvimento das áreas deprimidas com fundo plano, a cotas entre os 100 a 200 metros (alvéolos minhotos, segundo Ferreira, 1983), que se alongam e alargam segundo estas duas direcções.

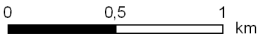
Figura 5.6– Esboço geomorfológico da região de Mire de Tibães.



Base topográfica: Carta Militar de Portugal à escala 1:25000 (IGeoE), Folhas 56 (1997) e 70 (1997)
Série M888, Edição 2/IGE 1997

Base geológica: adaptada da Carta Geológica de Portugal, Folha 5-D Braga (Ferreira et al., 2000)

Sistema de coordenadas: Hayford-Gauss-Militar



Geomorfologia

- Rebordo erosivo do Rio Cávado
- Topo de vertente
- Base de vertente

Aplanamentos

- Níveis
- Depressões de Passos-Cabreiros
 - Terraços elevados do Rio Cávado
 - Terraços baixos do Rio Cávado

Litologia

DEPÓSITOS SEDIMENTARES

- Depósitos fluviais e fluvio-lacustres

ROCHAS METASSEDIMENTARES

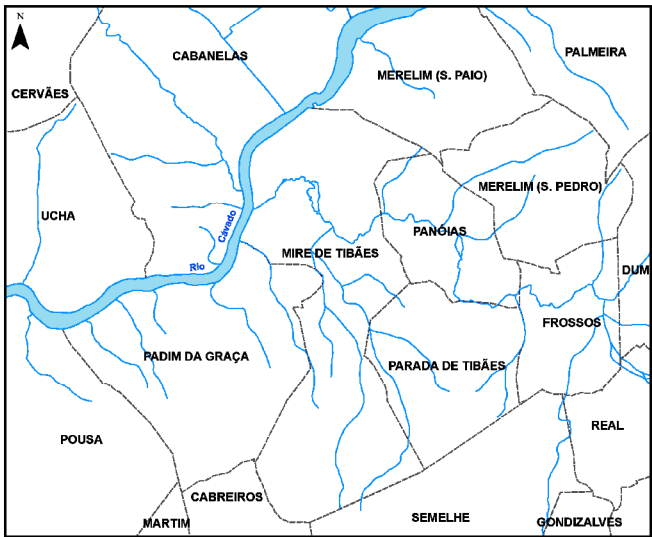
- Micaxistos, migmatitos
- Quartzitos, micaxistos e turmalinitos
- Grauvaques, xistos, siltitos e arenitos

ROCHAS GRANÍTICAS

- Granitos

FILÕES E MASSAS

- Filões e massas aplíticas e/ou pegmatíticas



Tectónica

(Elementos foto-interpretados)

- Falha
- Falha provável
- Escarpa de falha
- Escarpa de falha provável

- Cerca do Mosteiro de Tibães

- Marcos geodésicos

Exploração mineira abandonada ou suspensa

Sn (*Estanho*)
W (*Tungsténio*)
Caul (*Caulino*)

- Rede hidrográfica principal

- Rio Cávado

Esboço geomorfológico da região de Mire de Tibães

Escala:
1/35000

Estes alvéolos de dimensões quilométricas estão associados à presença de rochas cristalinas, quer se trate de granitos quer de xistos metamórficos. A coincidência mais ou menos estreita entre os alvéolos e as rochas cristalinas sugere que a alteração diferencial terá sido determinante na origem dessas formas (Ferreira, 1983).

Da análise da Carta Neotectónica de Portugal Continental (Cabral & Ribeiro, 1988, 1989) verifica-se que o sector em estudo se enquadra próximo a sistemas de mega-descontinuidades tectónicas, com orientação geral NW-SE, com indícios de actividade neotectónica.

A divisão regulamentar delimita o território português em quatro zonas potencialmente sísmicas (que por ordem decrescente de sismicidade, isto é, de risco sísmico, são designadas por A, B, C e D; LNEC, 1977; Sousa Oliveira, 1986), definindo o tipo de construção aconselhável em cada zona (Dec.-Lei 235/83 de 31 de Maio; RSAEEP, 1986, 2000). O Concelho de Braga encontra-se incluído na zona D, onde se admite não serem de recear os efeitos dos sismos nas construções, muito embora se tenham já verificado alguns epicentros de sismos históricos e instrumentais nas proximidades da região (Ribeiro & Cabral, 1992; Cabral, 1995).

5.4 GEOLOGIA E GEOTECNIA SUBTERRÂNEA DA MINA DAS AVELEIRAS

5.4.1 GENERALIDADES. MATERIAIS E MÉTODOS

O contacto com a área em estudo iniciou-se com a aquisição de dados de terreno e de gabinete. Deste modo, tornou-se imperioso que os dados, especialmente os recolhidos durante os trabalhos de campo, fossem introduzidos num sistema informático, para que fossem facilmente sistematizados. Assim, uma das primeiras tarefas diz respeito à digitalização da topografia regional, à escala 1/25.000, num programa de formato vectorial, do qual se extraiu, na parte dos mapas que dizia respeito a este trabalho, a informação considerada de base (e.g., curvas de nível, pontos cotados, rede hidrográfica e rede de estradas). Posteriormente, foi necessário vectorizar toda a informação respeitante à cartografia geológica fundamental (em particular, litologia e estrutura), à cartografia geomorfológica e à cartografia geológico-mineira. À base cartográfica desenvolvida, que incorpora informação topográfica e geológica, foram adicionadas todos os outros níveis de informação (tais como as explorações de recursos geológicos). Foi também a partir desta base topográfica que se iniciou a geração dum processo de modelação do terreno, que deu origem ao Modelo Digital de Terreno (MDT) e ao mapa de declives.

Para posicionar todos os pontos notáveis (e.g., poços de ventilação, afloramentos chave) considerados de importância para este estudo recorreu-se à georreferenciação desses pontos através dum GPS (*Global Positioning System*) *Global Sat*.

Todas as coordenadas apresentadas se referem à Projecção Transversa de Mercator, Datum de Lisboa, sistema de coordenadas Hayford-Gauss Militares (ponto fictício a W do Cabo S. Vicente), assim como todas as orientações efectuadas sobre cartografia ou modelos digitais de terreno tomam como referência o Norte cartográfico. As medições efectuadas no campo sofreram as correcções locais para o Norte cartográfico, tendo como base a cartografia 1:25.000 série M888 do Instituto Geográfico do Exército.

No âmbito deste estudo produziram-se, numa base georreferenciada com recurso a um Sistema de Informação Geográfica (SIG), uma série de mapas de síntese dos constrangimentos topográficos, geomorfológicos e geológicos da região de Mire de Tibães. Compilada toda a informação cartográfica, apoiada por reconhecimentos de terreno em áreas chave e pela análise fotogeológica e morfoestrutural em gabinete, procedeu-se ao tratamento e à execução da cartografia temática, recorrendo ao programa ARCGIS e à funcionalidade ARCMAP versão 9.1 da “*Environmental*

Systems Research Institute” (ESRI). Foi ainda utilizado o programa informático “OCAD, for *Cartography version standard 8.0*” para a vectorização da informação geológico-mineira.

Para a presente investigação recorreu-se a técnicas e equipamentos correntemente disponíveis no Laboratório de Cartografia e Geologia Aplicada (LABCARGA) do Departamento de Engenharia Geotécnica do Instituto Superior de Engenharia do Porto (ISEP). Os equipamentos indispensáveis para a execução dos trabalhos de campo foram, entre outros, o GPS Global Sat / PDA HP iPAQ, a bússola com clinómetro (marca *Silva Ranger Compass 15TDCL-L*), os mapas militares (escala 1/25.000) e geológicos (1/50.000), o estereoscópio de espelhos para a fotointerpretação, o equipamento fotográfico, o martelo de geólogo (marca Estwing), fita métrica, galochas e o esclerómetro portátil do tipo L, da marca PROCEQ SA, para estudos geomecânicos.

O reconhecimento da geologia de campo e da cartografia geológico-estrutural de pormenor efectuado na área da Mina das Aveleiras (e envolvente sub-superficial) permitiu caracterizar em afloramento, principalmente, a heterogeneidade litológica, o estado de alteração e a fracturação local do maciço. Procedeu-se igualmente à execução de um estudo geológico-geotécnico, a diferentes escalas, de modo a entrosar-se toda a informação disponível e recolhida durante os trabalhos de campo, quer da área subterrânea das Aveleiras quer da área envolvente superficial.

Na caracterização e descrição geológica pormenorizada da área da Mina das Aveleiras recorreu-se às técnicas básicas da fotogeologia, da geologia de campo, da cartografia geológico-mineira e da cartografia geotécnica (e.g., Ramsay & Huber, 1983, 1987; IAEG, 1981; Priest, 1993; Zuquette & Gandolfi, 2004). O estudo da fracturação local da Mina das Aveleiras foi realizado com base nos critérios definidos pela ISRM - *International Society of Rock Mechanics* (1978, 1981, 2007) — classificação geológico-geotécnica recomendada para estudos da compartimentação de maciços rochosos. A terminologia utilizada na caracterização do maciço rochoso refere-se à ISRM (1978, 1981, 2007) e ao CFCFF – *Committee on Fracture Characterization and Fluid Flow* (1996).

O estudo da fracturação local da Mina das Aveleiras envolveu o levantamento sistemático das discontinuidades em diversos perfis, recorrendo à técnica de amostragem linear aplicada a maciços rochosos (e.g., Dinis da Gama, 1995; Chaminé & Gaspar, 1995; Chaminé et al., 2001; Martins et al., 2006). Na sua aplicação à área do maciço rochoso da Mina das Aveleiras optou-se pela colocação de uma fita graduada (em metros) no hasteal W a, aproximadamente, 1.50m do solo. Depois de colocada a fita graduada a partir da origem da linha de amostragem, foram cartografadas de uma forma sistemática todas as discontinuidades (diaclases, falhas, xistosidade e/ou estruturas filonianas) que intersectavam essa linha de amostragem. Cada uma das discontinuidades foi

descrita e registada nas fichas de levantamento segundo a classificação geotécnica da BGD (“*Basic Geotechnical Description of Rock Masses*”) proposta pela ISRM (1981, 2007).

Durante a fase de trabalho de campo, foi ainda utilizado o esclerómetro portátil (vulgarmente conhecido em engenharia por *martelo de Schmidt*; Kahraman, 2001), com o qual se efectuou uma avaliação da resistência mecânica do material-rocha à compressão uniaxial simples. No gabinete foi realizado um tratamento exaustivo dos dados recolhidos no campo. Assim, foram eliminados os cinco pontos com valores mais baixos dos dez registados em cada ensaio geomecânico, seguindo a metodologia sugerida por ISRM (1978, 1981, 2007) e, posteriormente, calculada a média dos cinco valores mais elevados. Nos ensaios de campo efectuados durante este trabalho, foram registadas numa ficha de campo as medições de 10 pontos de impacto, para cada ensaio ao longo do perfil linear (Ferrer & González de Vallejo, 1999). Cada ensaio foi devidamente referenciado num painel fotográfico previamente realizado para o efeito. Estes ensaios foram distribuídos uniformemente pelos painéis estudados. Seguidamente, recorreu-se ao ábaco de Miller, em que, com o valor médio de R (“Ressalto” ou “Rebound”) calculado, a orientação do disparo (perpendicular à superfície de ensaio, e normalizada para as direcções sub-horizontal, 45° e subvertical) e a densidade média da rocha, é possível chegar a um valor aproximado de resistência à compressão uniaxial simples. A ISRM (1981) sistematiza cinco termos de resistência à compressão (S_1 a S_5).

Foram também ensaiadas, no Laboratório de Geotecnia e Materiais de Construção do ISEP¹, amostras recorrendo ao Ensaio de Carga Pontual (“Point Load Test”), tal como é sugerido pela ISRM (1985, 2007). Este ensaio geomecânico é utilizado correntemente para determinar o índice de resistência à carga pontual (I_s) utilizando fragmentos irregulares de rocha ou de testemunhos de sondagens. Este índice é correlacionável, segundo a ISRM (1985, 2007), com o ensaio esclerométrico (martelo de Schmidt) realizado “in situ”.

A metodologia para a classificação geomecânica do maciço rochoso contempla, em regra, duas fases (Bieniawski, 1989; Jimeno, 2003; Hoek, 2007): i) a de caracterização (onde se procede à identificação e determinação dos parâmetros geológicos, geotécnicos e geomecânicos do material-rocha e do maciço constituinte que contribuem, em maior ou menor grau, para a estabilidade da obra e para os objectivos pretendidos); ii) a de estabelecimento de uma classificação (onde se atribuem diferentes pesos aos parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos que foram objecto de análise na fase anterior, de acordo com a pertinência destes relativamente aos objectivos

¹ Um agradecimento especial à Eng^a Maria Eugénia Oliveira Lopes (Departamento de Engenharia Geotécnica, ISEP) pelo apoio na execução dos ensaios PLT e, bem assim, um agradecimento ao director Laboratório de Geotecnia e Materiais de Construção, na pessoa do Doutor Eng^o José Augusto Fernandes, pela autorização à realização dos ensaios geomecânicos.

pretendidos). A classificação geomecânica do maciço foi realizada com recurso aos dados geológico-geotécnicos e geomecânicos determinados e estimados, recorrendo às classificações *Rock Mass Rating* - RMR (Bieniawski, 1976, 1989), *Q* (Barton et al., 1974), *Surface Rock Classification* - SRC (González de Vallejo, 1983, 2003) e *Geological Strength Index* - GSI (Hoek, 2007). A maioria das classificações geomecânicas assenta numa série de parâmetros geológico-geotécnicos que podem ser adquiridos, recorrendo à *Basic Geotechnical Description of Rock Masses* (BGD) proposta pela ISRM (1981, 2007), aliada à técnica de amostragem linear em geotecnia de maciços rochosos (e.g., Dinis da Gama et al., 1992; Dinis da Gama, 1995; Chaminé & Gaspar, 1995; Hoek & Brown, 1995; Martins et al., 2006).

5.4.2 ASPECTOS HISTÓRICOS SOBRE AS MINAS E NASCENTES DE ÁGUA DA ÁREA DE TIBÃES

Na Cerca do Mosteiro de Tibães e área envolvente existem uma série de minas de água donde se destacam a Mina do Moinho de água, a Mina da Cabrita, a Mina da Preguiça e a Mina das Aveleiras. A maioria das minas de água é constituída, na generalidade, por galerias de pequenas dimensões (à excepção das galerias principais da mina das Aveleiras), baixas, estreitas e, obviamente, sem iluminação natural (figura 5.7).

São conhecidos, pelo menos desde 1632, referências² a trabalhos de encanamento das águas da Mina de água da Cabrita para o Mosteiro. Há também referências, datadas do período de 1776/1778, nos arquivos do Mosteiro de Tibães, em que os frades beneditinos procederam à reforma da denominada “fonte das Aveleiras”, sendo construído, entre 1795-1797, um lago no sítio das Aveleiras com cantaria a toda a volta, com cascata e bancos laterais. O lago era alimentado por quatro novas minas de água, que também alimentavam um engenho de serra acabado de construir. Nos anos 40, do Século XX, o substrato rochoso da área do monte de S. Gens, em Tibães, é calcorreado por pesquisadores em busca do volfrâmio motivado pelas cotações excepcionais deste minério no período da Segunda Grande Guerra Mundial (Vilar, 1998). Em 20 de Janeiro de 1940³ foi efectuado o registo na Câmara Municipal de Braga e tendo sido requerido à sociedade por cotas “Silva, Barbosa & Marques, Lda” (Porto) a concessão da mina de volfrâmio denominada de “Tibães”, situada na freguesia de Mire de Tibães. A Direcção Geral de Geologia e Minas (DGGM) atribuiu, em

² <http://www.mosteirodetibaes.org/multimedia/Image/cronologia/Cronologia.pdf>

³ Confrontar, por exemplo, os éditos de concessão dados à estampa no “Diário da Manhã” (11/09/1941), no “Comércio do Porto” (9/09/1941), no “Diário do Minho” (9/09/1941).

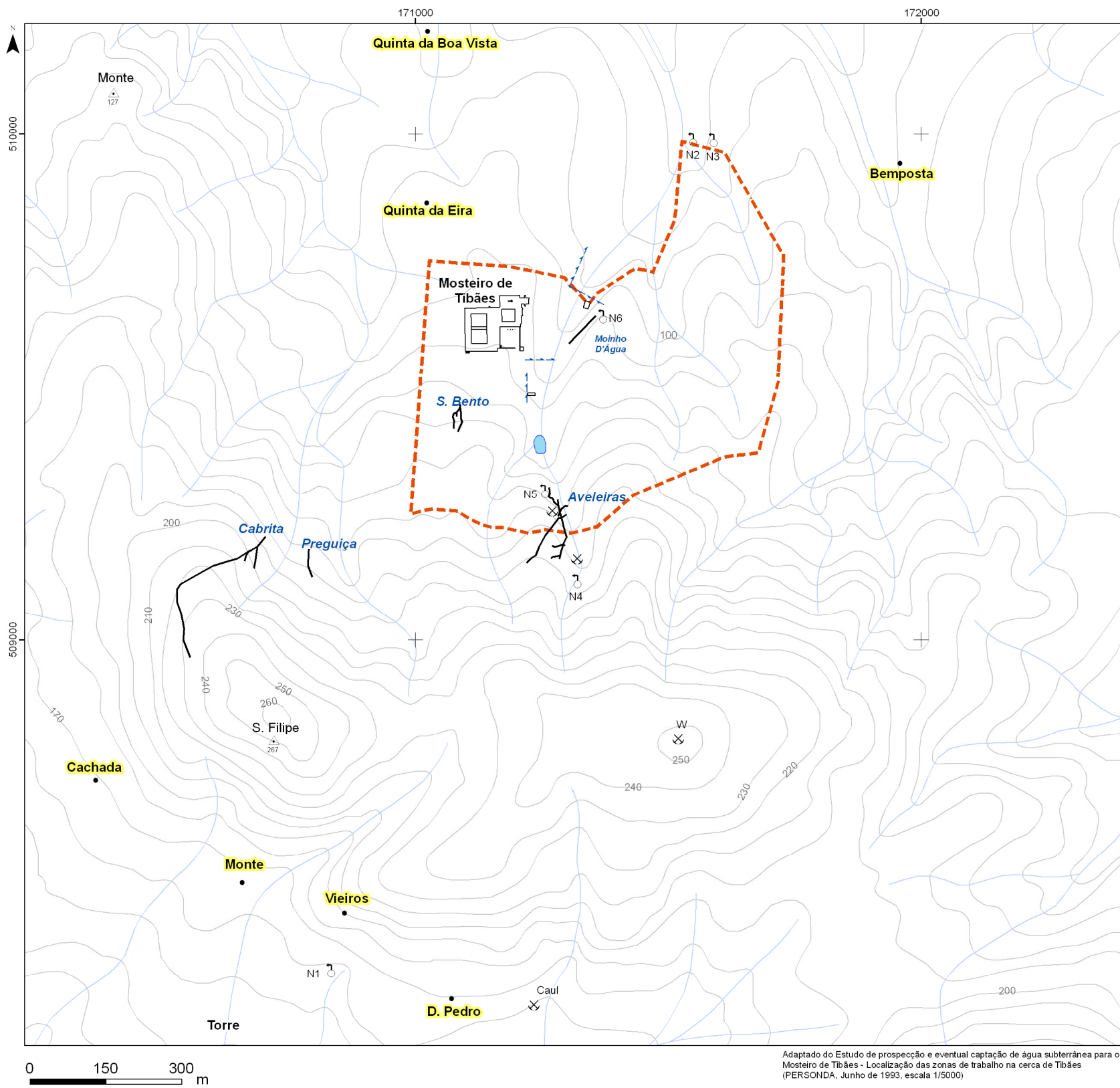
12 de Abril de 1948, o alvará nº 2314 (DGMSG, 1962) à sociedade supracitada a concessão da exploração da mina de volframite denominada “Tibães” (ou “Tibais”). No período de 1941 a 1963 o jazigo de volframite desta mina, de pequenas dimensões, sofreu intensa exploração, especialmente no período da última grande guerra mundial, muito embora não oferecesse especiais condições económicas. As cotações excepcionais permitiram, assim, um grande volume de trabalhos que conduziu, praticamente, ao esgotamento do jazigo mineral⁴. Porém, esta mina foi envolta em alguma polémica, devido a vários contenciosos judiciais relativos ao seu registo⁵, desde o seu arranque até ao seu fecho nos anos 60, do Século XX. Assim, por despacho ministerial de 8 de Outubro de 1963 a concessão mineira de Tibães nº 2314 é declarada campo livre para novos registos a área nela consignada.

Pela localização da actual mina de água das Aveleiras (ou seja, a antiga Mina de Tibães que laborou, pelo menos, entre 1940 e 1962; apesar de haver indicações documentais de trabalhos mineiros na área mais antigos, *cf.* Lagoa, 1941) somos levados a concluir, tal como testemunham as referências históricas do Século XVIII no arquivo de Tibães, que a “fonte ou nascente das Aveleiras” foi reaproveitada como mina de volfrâmio.

Figura 5.7 – Localização das minas de água e nascentes.

⁴ Confrontar especialmente com a documentação técnica sobre o plano de lavra (arquivo da DGGM, disponibilizado pelo IPPAR): i) “*Mina de Wolframite Tibais, plano de lavra: memória descritiva e justificativa*, de autoria do Engenheiro Técnico de Minas Augusto Maria Lagoa, 4pp + 5 mapas/perfis em anexo, datado de 23 de Agosto de 1941”; ii) “*Relatório de novo reconhecimento da mina de volfrâmio denominada Tibais, situada na freguesia de Mire Tibais*, de autoria do Engenheiro Técnico de Minas Renato Vieira Pousada, 4 pp., datado de 19 de Abril de 1947; iii) “*Adicional ao plano de lavra da mina de volfrâmio Tibais: memória descritiva*, de autoria do Engenheiro Civil e de Minas Augusto Nascimento da Fonseca Jr., 3 pp., datado de 7 de Agosto de 1943”.

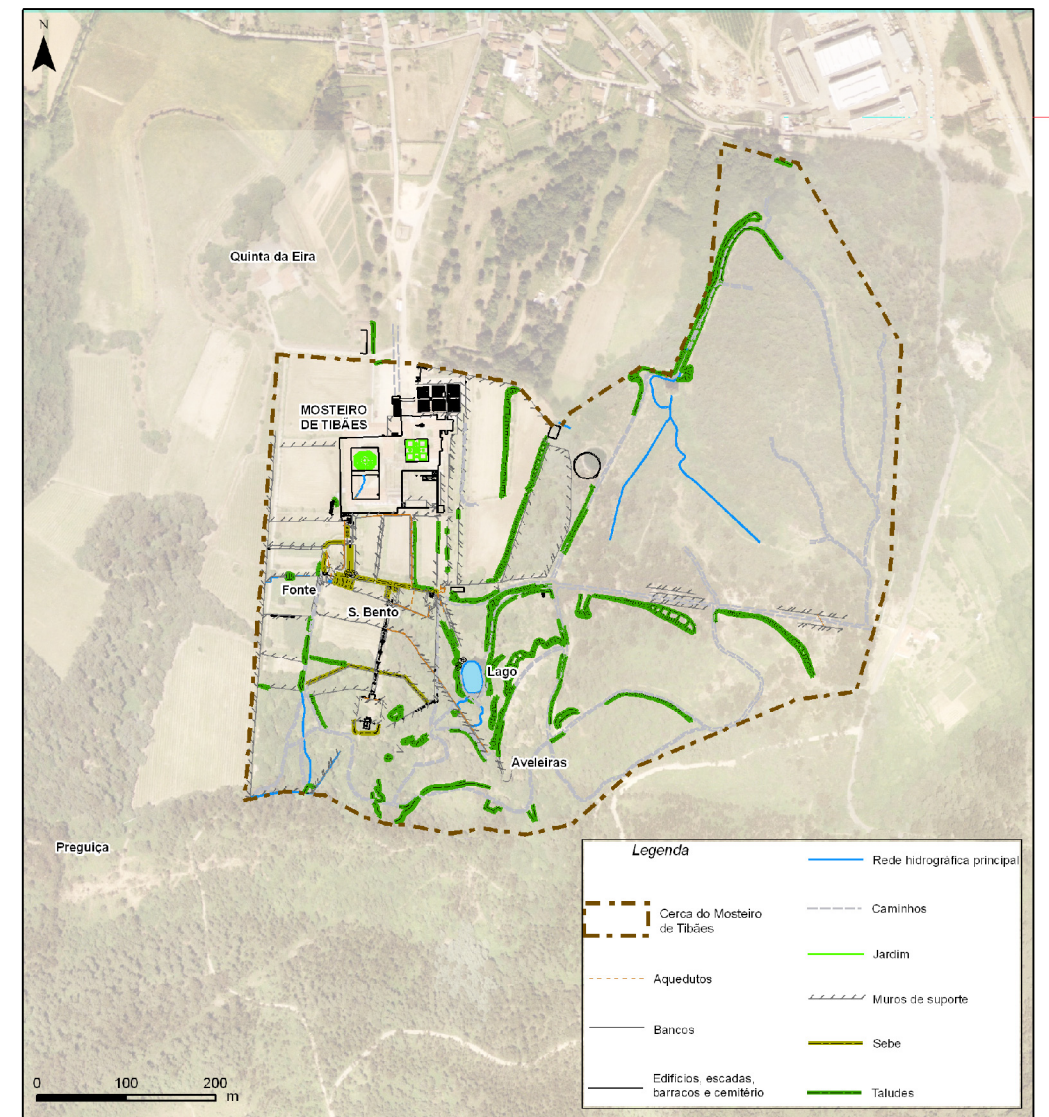
⁵ Estes elementos só foram possíveis graças à consulta dum extenso *dossier* com documentação vária existente no arquivo da DGGM, gentilmente disponibilizada uma cópia pela Sra. Arquitecta Maria João Dias Costa (IPPAR) para o presente estudo, sobre a concessão mineira nº 2314 (mina de Tibães).



- Cerca do Mosteiro de Tibães
- Exploração mineira abandonada ou suspensa
- Nascente
- Rego de circulação de água
- Marcos geodésicos
- Rede hidrográfica principal
- Curvas de nível principais

Traçado das minas de água existentes na zona do Mosteiro:

- Aveleiras
- Cabrita
- Moinho d'Água
- Preguiça
- S. Bento



Localização das minas de água e nascentes

Escala:
1/10000

O quadro 5.1 sintetiza as principais características das minas e das nascentes de água no Mosteiro de Tibães.

Quadro 5.1 - Principais características das minas e das nascentes de água no Mosteiro de Tibães (compilado de Pessoa, 1994).

Designação	Coordenadas (km)		Cota (m)	Extensão total da rede de galerias (m)	Desnível da galeria principal (m)	Largura média da galeria principal (m)	Estado de conservação
	M	P					
Nascente de D. Pedro	170,435	508,380	165	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.
Nascente de Tibães (W)	171,145	509,995	70	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.
Nascente de Tibães (E)	171,147	509,995	70	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.
Nascente do tanque Sul	170,915	509,150	166	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.
Mina de água das Aveleiras	170,875	509,320	135	362,905	-0,5	1,65	Mau estado
Mina de água do Moinho d'Água	170,945	509,670	104	70	n.a.	0,60	Mau estado
Mina de água da Preguiça	170,400	509,215	164	53,99	-0,14	0,9	Mau estado
Mina de água da Cabrita	170,307	509,240	184	342,83	8,26	0,9	Mau estado
Mina de água de S. Bento	171,085	509,430	140	119,83	0,4	0,9	Mau estado

n.a. - não se aplica

5.4.3 GEOLOGIA DE SUPERFÍCIE

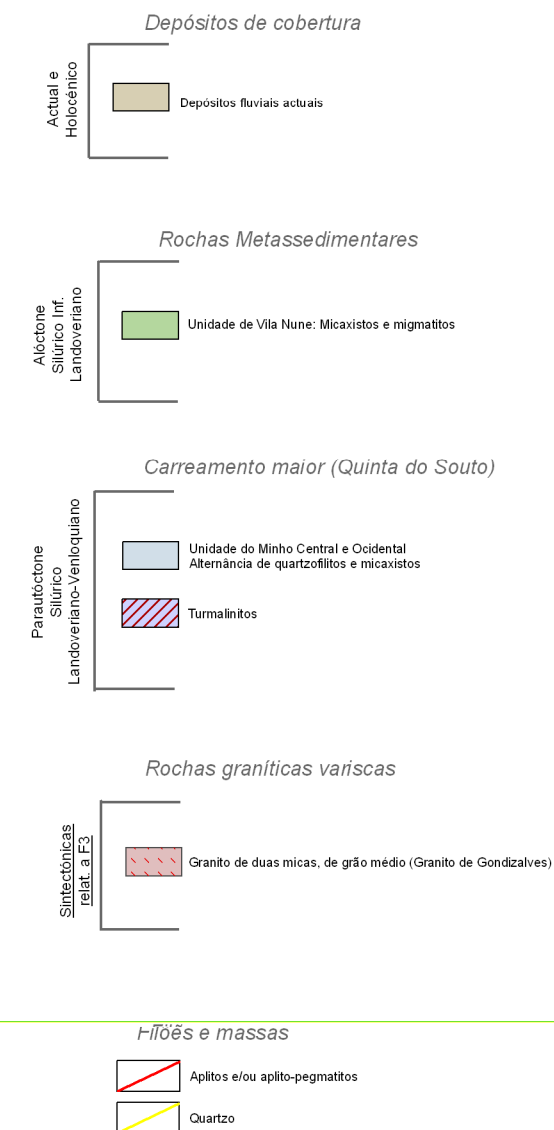
A figura 5.8 apresenta um esboço geológico estrutural da Cerca do Mosteiro de Tibães e da área envolvente. Na Cerca há raros afloramentos de rochas devido, especialmente, à luxuriante cobertura arbórea e à cobertura dos solos dos terrenos agrícolas. Em termos litológicos ocorrem essencialmente rochas metassedimentares (xistos argilosos, quartzofilitos) e rochas filonianas (aplitos, aplito-pegmatitos, quartzo). Do ponto de vista regional, na área envolvente à Cerca do Mosteiro de Tibães, afloram, para além das rochas metassedimentares referidas, granitos de duas micas de grão médio (fácies de Gondizalves) e turmalinitos (Leal Gomes et al., 1997).

A análise fotogeológica e morfotectónica da região de Mire de Tibães permitiu caracterizar, à escala megascópica, os principais lineamentos tectónicos regionais e delinear o padrão geológico estrutural da área. Para tal recorreu-se à observação estereoscópica da fotografia aérea do sector de Mire de Tibães, apoiada com a análise morfoestrutural regional, da carta topográfica à escala 1/25.000 do IGeoE (1997) e do levantamento topográfico da Cerca do Mosteiro de Tibães, que revelou a presença de uma rede de fracturação regional secundária, associada a falhas de primeira grandeza regional (e.g., *'Carreamento ou Falha da Quinta do Souto'*; cf. Ferreira et al., 2000). Assim, os principais lineamentos fotointerpretados, e reconhecidos no terreno, constituem fundamentalmente dois sistemas de fracturação regionais:

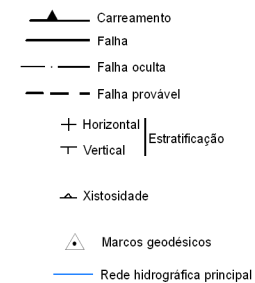
- NW-SE e conjugadas NE-SW;
- NNE-SSW a N-S e conjugadas WNW-ESSE a W-E.

Figura 5.8 – Esboço geológico local.

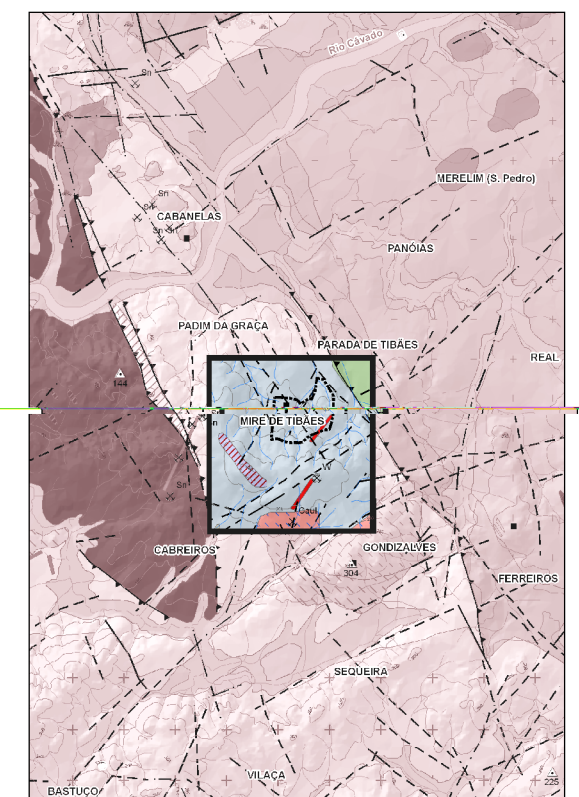
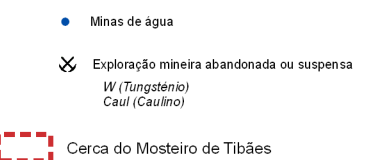
A horizontal scale bar with tick marks at 0, 100, and 200 meters. The bar is divided into two segments: a black segment from 0 to 100m and a white segment from 100m to 200m.



SINAIS CONVENCIONAIS



RECURSOS GEOLÓGICOS



Esboço geológico local

Escala:
1/10000

Há a referir a presença de estruturas filonianas de aplitos, de reduzida expressão cartográfica, e de veios de quartzo. A rede filoniana de quartzo à superfície apresenta duas orientações principais médias, a NE-SW e NW-SE, com um pendor subvertical e com possanças variando desde a escala centimétrica a métrica. Os filões aplíticos e aplito-pegmatíticos são de reduzida possança, não ultrapassando os 35cm, sendo, em regra, sub-horizontais. O grau de alteração das rochas em afloramento é moderado a alterado (W_3 a W_4), podendo, em geral, encontrar-se o maciço rochoso metassedimentar são (W_{1-2}) a poucos metros de profundidade, tal como atestam as sondagens mecânicas realizados no mosteiro de Tibães (Mota-Engil, 2003). De um modo geral, os solos na área da Cerca não ultrapassam os 3 metros de espessura, sendo na sua maioria solos pouco evoluídos, do ponto de vista pedológico.

Do ponto de vista hidrogeológico, o denominado aquífero de Tibães (Personda, 1994) é caracterizado por ser do tipo metassedimentar, fissurado, fortemente heterogéneo e anisotrópico. As estruturas filonianas, em especial as de natureza siliciosa (filões de quartzo) constituem as heterogeneidades de maior permeabilidade, associadas a um sistema de falhas transversais a estas.

5.4.4 GEOLOGIA SUBTERRÂNEA DA MINA DAS AVELEIRAS

A mina das Aveleiras: localização, jazigo, cartografia e estado de conservação

A região abrangida pelo estudo foi alvo, no passado, especialmente no período da Segunda Guerra Mundial, de intensa pesquisa e exploração mineira. Os principais minérios extraídos foram o volfrâmio e o estanho, contidos em filões quartzosos e filões aplito-pegmatíticos, respectivamente.

A antiga exploração mineira das Aveleiras (vulgarmente conhecida como “Mina de Tibães”), objecto do presente estudo, localiza-se a Sul do lago da Cerca do Mosteiro de Tibães (Mata & Dias Costa, 1998). A mina das Aveleiras (Figura 5.9 é uma das minas de água construídas pelos frades beneditinos de Tibães. Esta mina está situada na encosta Norte do monte de S. Filipe (outrora S. Gens; Fontes, 2005) abrange parte dos terrenos da cerca do mosteiro de Tibães, prolongando-se já fora da cerca, para a zona mais elevada do monte. Trata-se de um jazigo de volfrâmio formado por uma cortejo filoniano, donde se destacam duas direcções principais distintas de estruturas quartzosas (N170°E e N40°E; oscilando as inclinações desde 65° até à vertical) e com possanças

variáveis, desde alguns centímetros a cerca de 3 metros. Além da volframite, ocorrem ainda, embora em pequenas quantidades, arsenopirite, pirite, blenda e turmalina. Os dados da Delegação Regional da Indústria e Energia do Norte indicam uma produção de 12,200 ton na mina de Tibães (Teixeira et al., 1973).

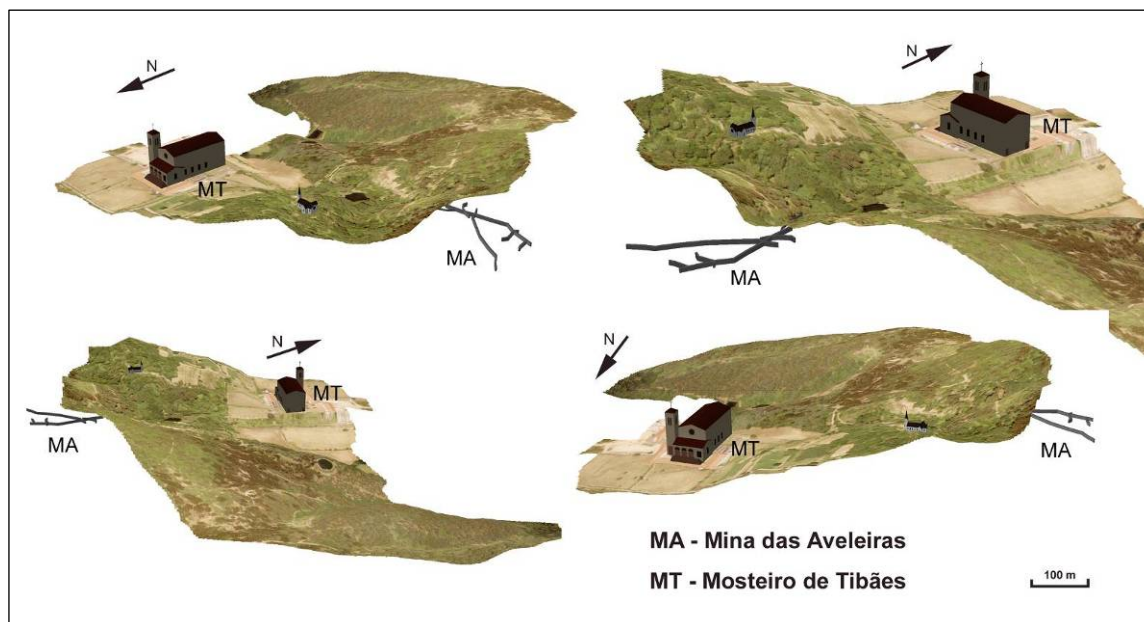


Figura 5.9- Várias perspectivas, recorrendo à modelação digital de terreno da área da Cerca do Mosteiro de Tibães, do enquadramento da Mina das Aveleiras (ou de Tibães).

As galerias inspeccionadas da Mina das Aveleiras cortam diversos filões de quartzo que foram explorados pela mineralização em volframite. Além deste mineral foi ainda possível encontrar pequenas quantidades de pirite, arsenopirite e galena. A existência de falhas regionais, que cortam frequentemente estes filões, torna a sua exploração difícil, salientando-se entre estas uma de direcção N120°E/50°NE que intersecta o principal filão explorado fazendo, na prática, com que este desapareça subitamente. Os filões anteriormente referidos concentram-se, fundamentalmente, ao longo da travessa TEIII, ocorrendo ainda ao longo das travessas TEI e TEII.

Os trabalhos mineiros realizados, na área das Aveleiras, constam de algumas sanjas, numerosos poços e chaminés de ventilação, e várias galerias, quer em direcção (longitudinais) quer transversais (designadas na linguagem geológico-mineira por travessas, TE), com algumas centenas de metros de extensão. Estes trabalhos permitiram verificar a continuidade da mineralização, tanto em extensão como em profundidade. Em algumas zonas ocorrem escombreyas de material retirado das galerias usadas para extracção do minério. Esse material é constituído, essencialmente, por fragmentos de quartzo angulosos e rocha encaixante (xistos). As escombreyas originam, por vezes,

relevos artificiais como a plataforma que ocorre a Nordeste do lago principal, constituída essencialmente por escombros.

Das várias minas de água cartografadas na área pela Personda (1994) a Mina das Aveleiras (ou de Tibães) foi a que ofereceu maior dificuldade na execução dos trabalhos topográficos em virtude de apresentar muitas ramificações (Figura 5.10 A mina das Aveleiras tem duas entradas, uma das quais de dimensões apreciáveis (ca. 1,80m de largura por 2,40m, de altura), sendo considerada como entrada principal da mina e uma outra, de menores dimensões, que corresponde a uma entrada estreita (“mina de água das Aveleiras”). A galeria principal, até aos 80m de extensão, é muito ampla, tendo 1,50 metros de largura média e 1,90 metros de altura média. Nas galerias transversais (travessas TEI e TEIII), próximas à galeria principal, existem dois poços de ventilação (P) em que um comunica com a superfície (PIII) e outro, com cerca de 6 metros de altura, sem aparente comunicação (PII). A mina tem, no total, seis ramificações principais das quais se destacam a que conduz à entrada secundária (mina de água) e a travessa TEIII, por ser a mais extensa e aquela donde provém grande parte da água circulante na mina. A galeria estreita da mina de água tem uma largura média de 0,70 metros e desenvolve-se em ziguezague, tendo uma chaminé (PI), sem aparente comunicação com a superfície. Esta galeria faz o escoamento de toda a água proveniente da mina. A ramificação TEIII, com dimensões equivalentes às da galeria principal, desenvolve-se para o lado direito desta galeria e é interceptada por quatro poços. De realçar o mau estado de conservação da maioria dos poços de ventilação. As ramificações TEI e TEII têm desenvolvimento para o lado esquerdo da galeria principal, apresentando dimensões, em geral, inferiores àquela. É de destacar que a galeria principal se encontra abatida a cerca de 80 metros do seu início, obstruindo possível continuação.

Nenhum ponto da mina apresenta revestimento das paredes as quais foram suportadas por um entivamento de madeira que, em consequência da humidade da mina e da falta de manutenção, se encontra em muito mau estado ou sendo mesmo inexistente. Em alguns troços existe o risco de abatimento, tanto do tecto como dos próprios hasteais, devido à ausência de entivação ou degradação avançada do existente. Por outro lado, existem já troços abatidos na mina das Aveleiras.

Tal como é assinalado pela Personda (1994), outro ponto essencial é a limpeza dos leitos por onde circula a água para não ocorrer obstrução por acumulação de materiais transportados pela circulação da água, dificultando ou mesmo invertendo o escoamento das mesmas, já que o declive é, em regra, muito suave e irregular.

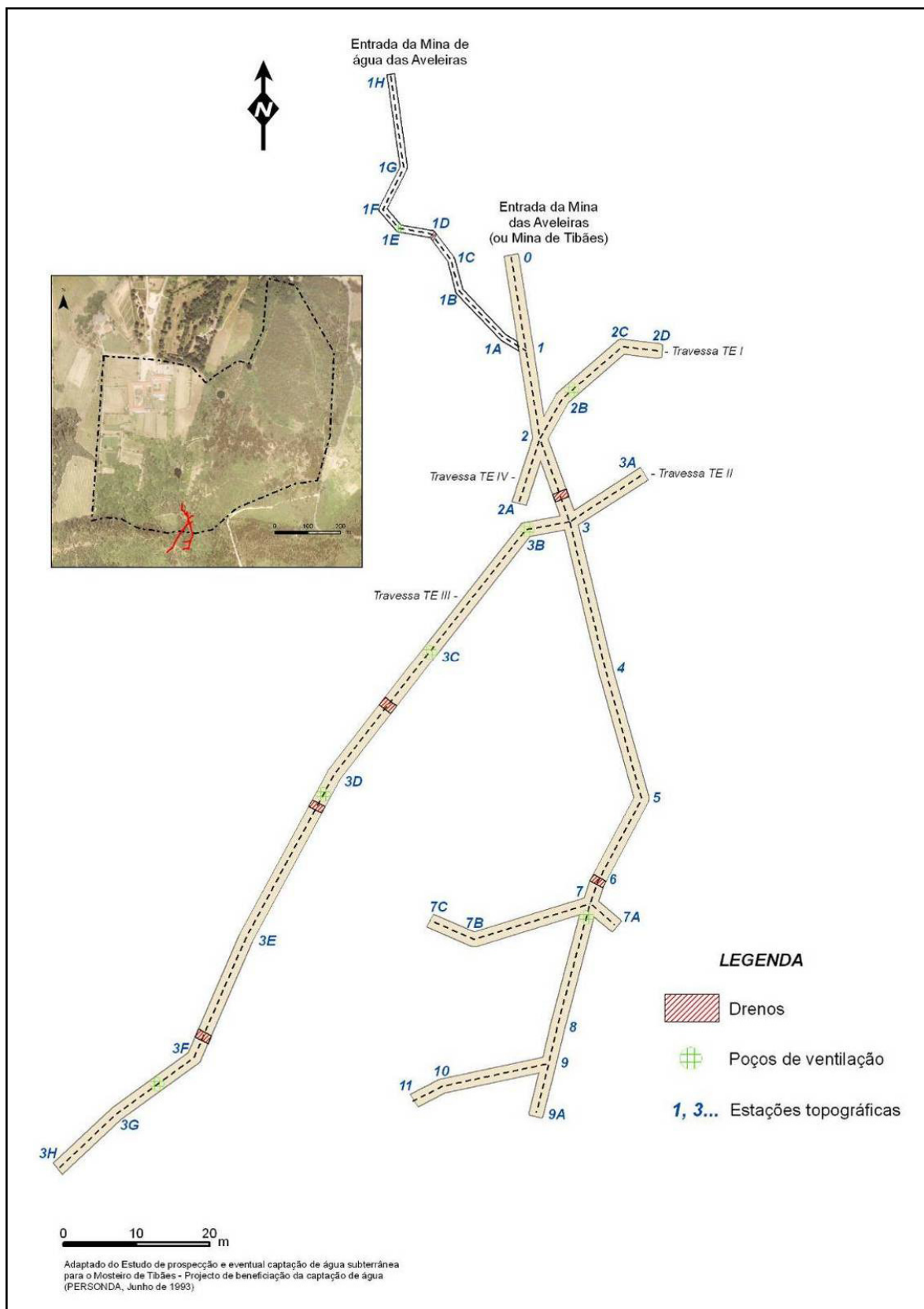


Figura 5.10 Traçado subterrâneo da Mina das Aveleiras (ou de Tibães).

Verificou-se à superfície que o poço de ventilação PII não se encontra devidamente protegido para evitar a conspurcação da base dos poços e, conseqüentemente, das águas. Gostaríamos de enfatizar, tal como já se refere no relatório da Personda (1994), que se deverá, a curto-prazo, proceder à protecção das aberturas dos poços de ventilação, embora de modo a deixar espaço para a circulação de ar para o interior das minas, visto ser este o único meio para renovação do ar no seu interior. Segundo a Personda (1994), na base dos poços de ventilação de algumas das minas existem lixos de diversos tipos (roupas, caixas de medicamentos, ferro velho, etc.) que constituem uma ameaça para a boa qualidade da água. Simultaneamente, deve sensibilizar-se a população para evitar que continuem a depositar lixo nestes locais. As águas da Mina das Aveleiras não apresentam indícios de contaminação (Personda, 1994) mas, por exemplo, a simples queda de um animal num dos poços de ventilação, pode alterar bruscamente esta situação.

Levantamento geológico-estrutural da galeria principal e das travessas

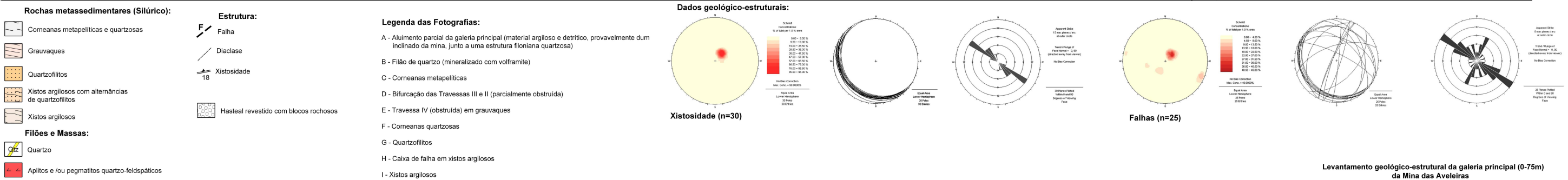
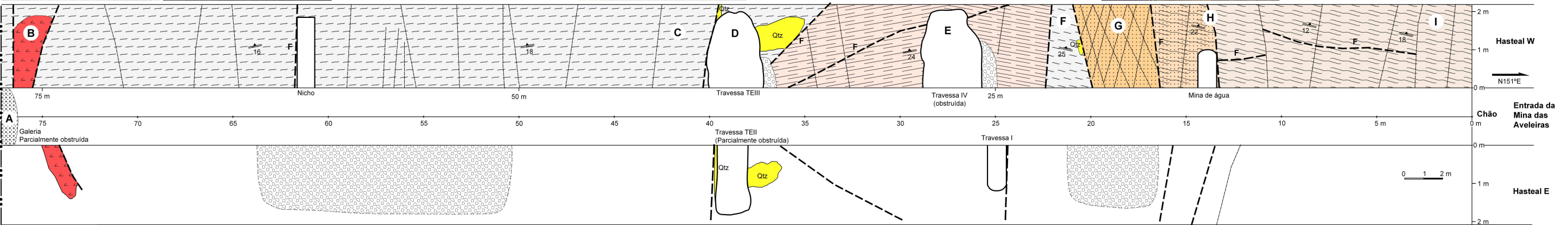
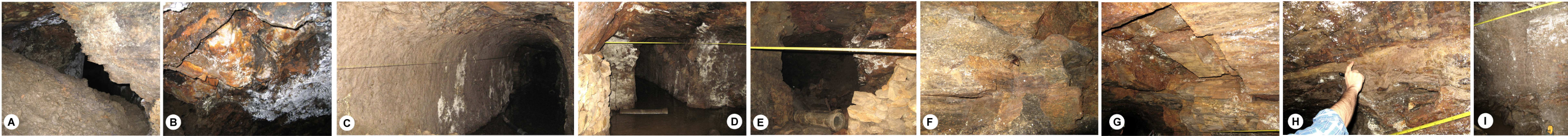
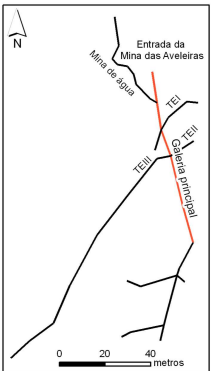
Como se referiu anteriormente, procedeu-se ao estudo geológico, recorrendo à técnica de amostragem linear, dos hasteais da galeria principal (troço de cerca de 80m) e de duas travessas (TEI com 20m e TEII com 5m) da Mina das Aveleiras. Foram ainda inspeccionadas, do ponto de vista geológico, outras travessas da mina, nomeadamente, a TEIII, a TEIV e a galeria da Mina de água das Aveleiras (Figura 5.9), na área envolvente. A realização da cartografia geológico-mineira é basilar num estudo como o presente sendo, por isso, da máxima relevância, quer para se conceptualizar o modelo geológico-estrutural subterrâneo, quer para servir de ossatura ao zonamento geotécnico subterrâneo.

O substrato rochoso subterrâneo observado reflecte globalmente a geologia reconhecida à superfície nos raros afloramentos e evidencia, de uma forma cabal, a existência de estruturas filonianas quartzosas (consultar Figura 5.7). Assim, geologicamente caracterizasse o maciço estudado como sendo de natureza metassedimentar, de granulometria fina, micáceo, com intercalações e veios quartzosos. De uma maneira geral o maciço encontra-se medianamente alterado e com elevado grau de descontinuidades. Destacam-se as foliações que materializam a estrutura do maciço geradas em regime dúctil (ou seja, xistosidade e estratificação) aquando da deformação tectónica regional associada a episódio(s) orogénico(s) em níveis crustais profundos e a estruturas (nomeadamente, diaclases, falhas, etc.) geradas em regime frágil a dúctil-frágil, mais superficiais e associadas ao alívio de tensões do maciço, formando essas superfícies de ruptura.

Nos hasteais das galerias estudadas e cartografadas reconheceram-se as seguintes unidades litológicas metassedimentares (Figura 5.11 e Anexol):

- i) **Xistos argilosos:** quando frescos são rochas metapelíticas acinzentadas, micáceas, argilosas, luzentes e com finas intercalações de segregações quartzosas. Em regra, os xistos encontram-se alterados a muito alterados (W_{4-5}) e adquirem tonalidades desde o castanho amarelado ao vermelho. As rochas apresentam uma foliação (i.e., xistosidade; que segundo os estudos regionais de Ferreira et al. (2000), seria correspondente à xistosidade metamórfica S_2) penetrativa bem desenvolvida, com uma atitude média $N135^\circ E$; $20^\circ SW$. Registaram-se uma série de falhas (por vezes, com caixas de falha argilosas com possanças inferiores a 15cm) com uma extensão apreciável e, no geral, subconcordantes com a xistosidade regional ($N140^\circ E$; $22^\circ SW$) ou materializando os contactos litológicos ($N190^\circ E$; $85^\circ NW$).
- ii) **Quartzofilitos:** metassedimentos psamíticos, de tonalidade castanho amarelada, granularidade fina a média, micáceos e segregações de quartzo. O diaclasamento intenso e conjugado confere a esta unidade uma blocometria com espaçamento entre-blocos de rocha na ordem dos 45cm.
- iii) **Grauvaques:** rochas metassedimentares psamíticas, de tonalidade amarelada clara, de granularidade fina e micáceos. Quando alteradas, apresentam tons esbranquiçados a amarelados e de fácil desagregação.
- iv) **Corneanas:** metapelíticas e quartzosas, de tonalidade castanha, com abundantes intercalações de segregações quartzosas, conferindo à rocha uma textura siliciosa e compacta. As rochas apresentam uma xistosidade penetrativa bem desenvolvida, com uma atitude média $N120^\circ E$; $18^\circ SW$.

Figura 5.11 – Levantamento geológico-estrutural da galeria principal (0 – 75m) da Mina das Aveleiras.



Ocorrem ainda uma série de filões e massas de quartzo, com possança média de 1 metro (figura 5.12), com mineralização associada em volfrâmio, tendo sido objecto de exploração mineira. Alguns destes filões ocorrem como preenchimentos de falhas regionais. Foram também reconhecidos filões aplito-pegmatíticos.



Figura 5.12 – Estrutura filoniana quartzosa – Mina das Aveleiras.

5.4.5 GEOTECNIA SUBTERRÂNEA DA MINA DAS AVELEIRAS

Na impossibilidade, do ponto de vista prático, de se estudar exaustivamente a compartimentação do maciço rochoso na totalidade da área envolvente de um dado georrecurso, opta-se, em regra, por realizar esse estudo a partir de uma amostragem que seja representativa de todo o maciço (Anexo III). Dado que a amostragem, do ponto de vista cartográfico, deve ser realizada, de preferência, sobre as superfícies expostas de taludes (ou hasteais de minas) com características lineares (i.e., dispostos segundo direcções definidas, por exemplo, por galerias de minas, vias de comunicação, ferroviária ou rodoviária), adopta-se, em muitas situações, a técnica da amostragem linear. Esta técnica é extremamente expedita e versátil para o estudo da compartimentação de maciços rochosos, bem como fornece informações fulcrais sobre o estado da fracturação e sobre a geologia estrutural do maciço rochoso. É comumente utilizada no estudo de obras superficiais e/ou subterrâneas e em estudos de prospecção geológico-geotécnica em maciços fracturados. Na sua aplicação às galerias das Aveleiras optou-se pela colocação de uma fita graduada (em metros) nos hasteais a serem cartografados a, aproximadamente, 1.50m do solo. Para cada hasteal cartografado, depois de colocada a fita graduada a partir da origem de cada linha de amostragem, foram cartografadas de uma forma sistemática todas as descontinuidades (e.g., diaclases, falhas e/ou estruturas filonianas) que intersectavam essa linha de amostragem. Cada uma delas foi descrita de forma sistemática e registada em fichas de levantamento geológico-geotécnico. Os dados recolhidos no terreno, referentes à técnica de amostragem linear, foram submetidos a um tratamento adequado para posterior interpretação e análise, permitindo a definição de diversas famílias de descontinuidades. Para o estabelecimento das famílias das descontinuidades, recorreu-se aos diagramas geológico-estruturais (diagramas de roseta e de contorno estrutural) comumente utilizados em geotecnia de maciços rochosos.

O estudo geotécnico da Mina das Aveleiras conduziu às seguintes considerações, relativas aos seguintes parâmetros geológico-geotécnicos propostos pela ISRM (1981, 2007) e GSE (1995): grau de alteração, estado de fracturação, espaçamento, abertura, preenchimento, rugosidade, curvatura, terminação (consultar Anexo III – fichas de levantamento geológico-geotécnico).

5.5 PARÂMETROS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS

Grau de alteração

Numa análise global, o maciço encontra-se medianamente alterado (W_3), podendo ocorrer muito alterado (W_{4-5}) a são a pouco alterado (W_{1-2}), segundo a classificação da ISRM (1978, 1981) e da GSE (1995) (figura 5.13). Na proximidade das descontinuidades (quer subverticais quer sub-horizontais), e em zonas de maior densidade de fracturação ou de esmagamento, a alteração caracteriza-se pela ocorrência de material argiloso, conferindo globalmente ao material-rocha uma tonalidade amarela acastanhada.

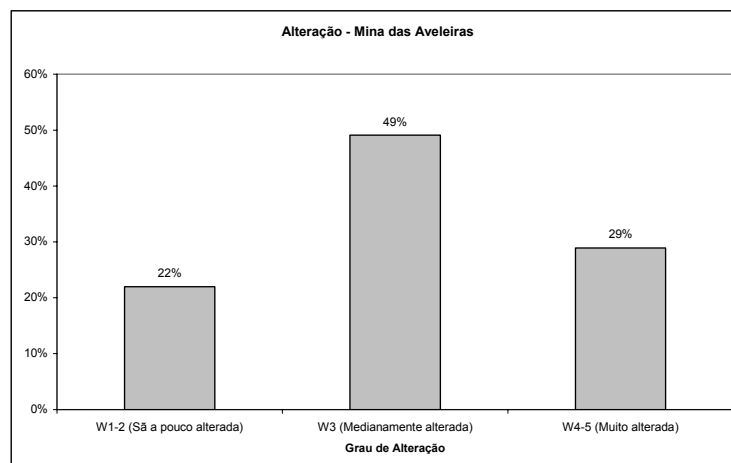


Figura 5.13 - Grau de alteração do maciço da Mina das Aveleiras (Tibães).

Estado da fracturação

O tratamento dos dados recolhidos no terreno, referentes à técnica de amostragem linear, foi feito recorrendo a diagramas geológico-estruturais (diagramas de contorno estrutural e diagramas de rosetas), os quais permitiram a definição do número de famílias de descontinuidades e, sobretudo, das famílias dominantes, suas atitudes, seus espaçamentos e persistência.

Da análise dos diagramas estruturais das atitudes das descontinuidades (maioritariamente diaclases e raras falhas), resultaram as seguintes considerações (Figura 5.14). Os 282 planos de descontinuidade concentram-se em duas famílias principais: a família $N120^{\circ}\text{-}130^{\circ}\text{E}$ e a família $N20^{\circ}\text{-}40^{\circ}\text{E}$, com inclinações que oscilam entre $70^{\circ}\text{-}85^{\circ}$.

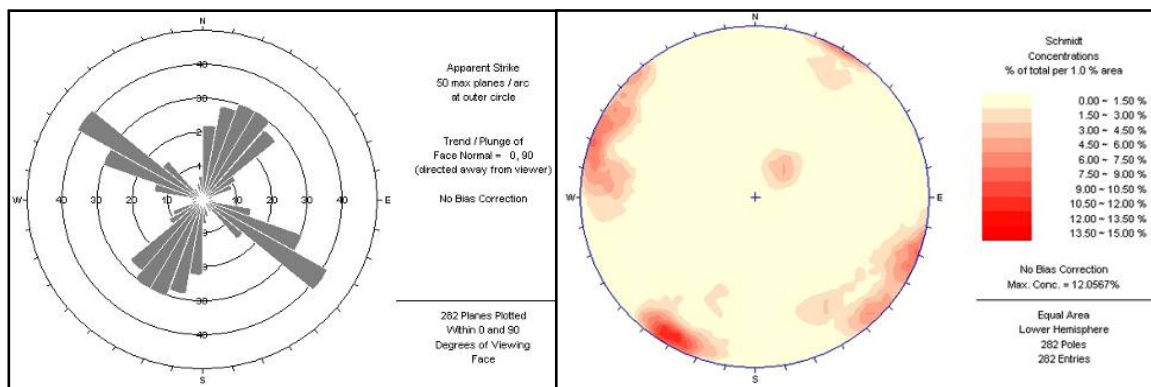


Figura 5.14 - Diagramas de rosetas e de contorno estrutural relativos ao tratamento estatístico das descontinuidades ($n=282$) do maciço da Mina das Aveleiras (Tibães).

Espaçamento

O sistema de descontinuidades de orientação $N120^{\circ}$ - 130° E (em regra, subverticais) é o que apresenta um maior espaçamento. Verifica-se pela análise que a intensidade de fracturação é, segundo os critérios da ISRM (1978, 1981, 2007), maioritariamente, F_{1-2} , ou seja, a distância entre as descontinuidades é superior a 60cm, classificando-se estas, desta forma, como afastadas. Por seu turno, o espaçamento da família $N20^{\circ}$ - 40° E é, em geral, menor, ocorrendo preferencialmente descontinuidades medianamente afastadas (F_3) a próximas (F_{4-5}), mas ocorrendo igualmente descontinuidades afastadas.

Abertura

Regra geral, no caso em estudo, os sistemas de descontinuidades mais importantes possuem aberturas $<0,5$ mm, pelo que se classificam como fechadas, ocorrendo, no entanto, descontinuidades com aberturas entre 0,50-10mm, catalogando-se estas como abertas (Fig. 5.15).

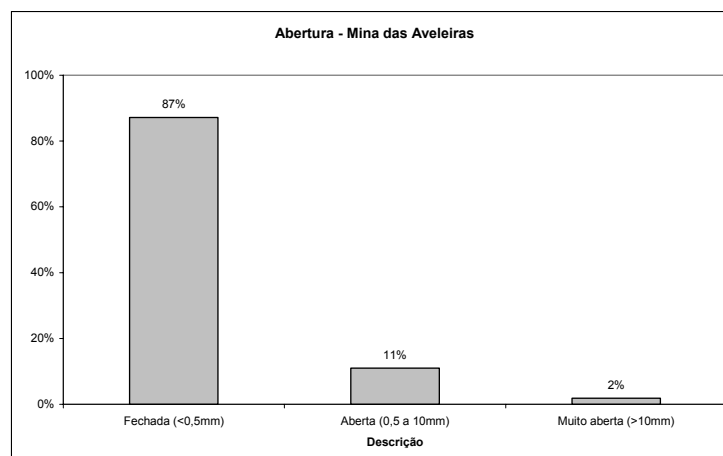


Figura 5.15 - Abertura das descontinuidades do maciço da Mina de Aveleiras (Tibães).

Preenchimento

Grande parte das descontinuidades cartografadas não possui enchimento, existindo porém, numa minoria, algum enchimento que consiste em filonetes de quartzo, material argiloso e esmagado e, por vezes, argila endurecida.

Rugosidade

No maciço em estudo, a rugosidade dominante é do tipo 3 [algo rugosa, R3], que corresponde a uma rugosidade em que as paredes das descontinuidades não são perfeitamente lisas, mas também não são visíveis estruturas fibrosas (e.g., estrias de falhas) que possam impedir ou facilitar a movimentação relativa de blocos. Podem ocorrer, no entanto, descontinuidades lisas (Fig. 5.16)

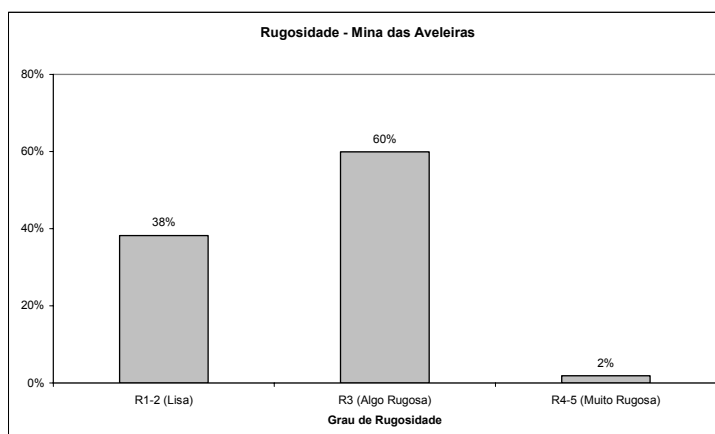


Figura 5.16 - Rugosidade das descontinuidades do maciço da Mina de Aveleiras (Tibães).

Curvatura

Em termos globais, a curvatura das descontinuidades é fundamentalmente do tipo C₁₋₂, pelo que estas se classificam como planas (Figura 5.17).

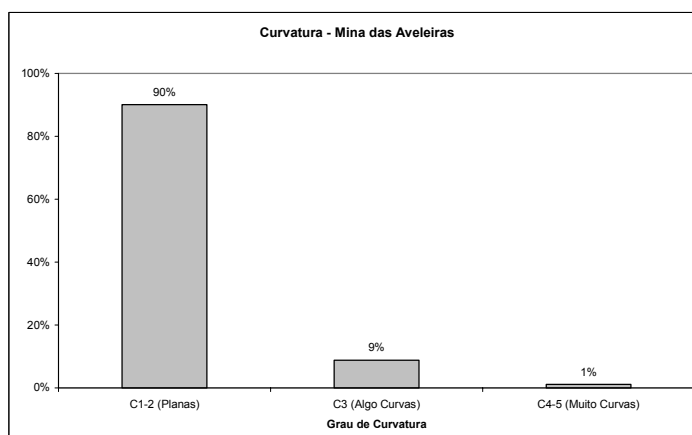


Figura 5.17 - Grau de curvatura das descontinuidades do maciço da Mina de Aveleiras (Tibães).

Terminação

A terminação das descontinuidades é, principalmente, feita em rocha, mas ocorrem igualmente terminações obscuras (Figura 5.18).

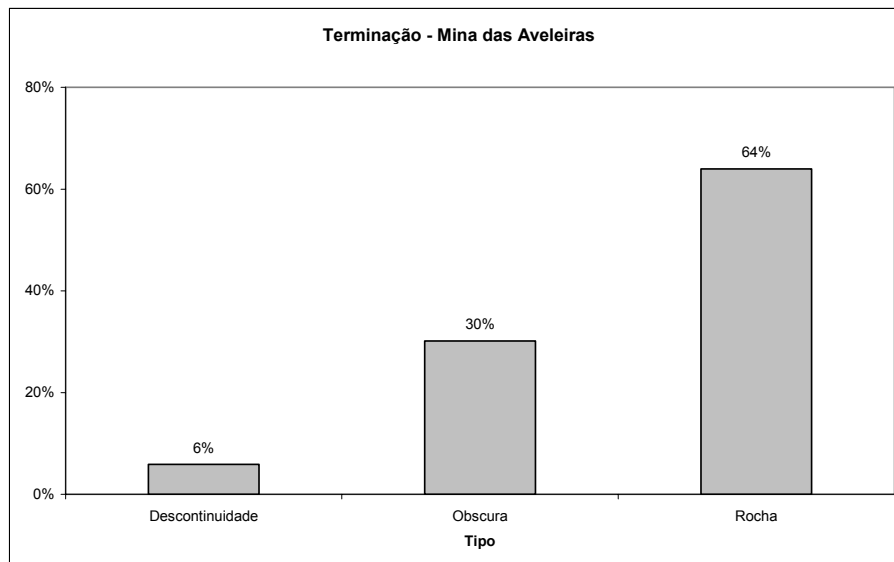


Figura 5.18 - Tipo de terminação das descontinuidades do maciço da Mina de Aveleiras (Tibães).

5.6 CARACTERIZAÇÃO GEOMECÂNICA

No que diz respeito às características mecânicas do maciço, embora as características de resistência ao corte do maciço rochoso sejam essencialmente dependentes das descontinuidades, é de grande utilidade o conhecimento da resistência à compressão do material-rocha. A determinação do índice de resistência à carga pontual (I_s), recorrendo à determinação da dureza com o esclerómetro portátil (ou martelo de Schmidt), pode conduzir à estimativa do valor da resistência à compressão uniaxial (σ_c).

No trabalho de campo foram realizadas 18 estações geomecânicas para a realização dos ensaios de campo com o esclerómetro portátil (consultar Quadro 5.2). Constatou-se que as litologias com valores mais baixos de resistência à compressão uniaxial, medidos nos planos de diaclasamento, são os xistos argilosos ($\approx 16\text{--}21$ MPa), os quartzofilitos ($\approx 20\text{--}32$ MPa) e os grauvaques ($\approx 18\text{--}26$ MPa), classificando-se assim do tipo S_4 (baixa) a S_3 (média), segundo a ISRM (1981). As corneanas quartzosas correspondem à unidade mais resistente ($\approx 28\text{--}79$ MPa), qualificando-se numa classe de resistência média (S_3) a elevada (S_2).

Efectuou-se, igualmente, uma amostragem em quatro locais, para apoiar o zonamento geotécnico, para se efectuar um ensaio de carga pontual exploratório em laboratório. No Quadro 5.3 apresenta-se uma breve descrição das amostras seleccionadas, bem como os valores que conduziram à determinação do índice de resistência de carga pontual (I_s) e ainda a correlação deste ensaio com o ensaio esclerométrico. Globalmente, os resultados do ensaio de carga pontual são concordantes com os valores do ensaio esclerométrico. A unidade dos quartzofilitos apresenta valores da ordem dos 25 MPa, quando o ensaio é realizado paralelamente aos planos de fraqueza estrutural (xistosidade). As corneanas metapelíticas e quartzosas, segundo uma direcção paralela à xistosidade, exibem valores da ordem de 20 e 50 MPa; à excepção de amostras com abundantes segregações quartzosas (≈ 80 MPa). Assim, estes resultados estão contidos no intervalo de valores obtidos através do martelo de Schmidt, em que o ensaio é efectuado perpendicularmente às descontinuidades (maioritariamente diaclases). Uma vez que estes planos de anisotropia são praticamente perpendiculares à xistosidade regional dos metassedimentos o ensaio do martelo de Schmidt equivale ao ensaio de carga pontual, numa direcção paralela à xistosidade. Por seu turno, os ensaios de carga pontual realizados perpendicularmente à xistosidade conduziram a valores da ordem dos 125 MPa para os quartzofilitos e 140 MPa para as corneanas metapelíticas e quartzosas.

Quadro 5.2 - Ensaio de campo com o esclerómetro portátil, Mina das Azeleiras (Tibães).

Esclerómetro Portátil (Martelo de Schmidt, Proceq Tipo L)
GEOMECÂNICA

Estação Geomecânica Nº	Localização da Descontinuidade relativamente à origem (m)	Grau de Alteração (W)	Tipo Descontinuidade	Atitude		Obs.	Litologia	Painel	Orientação do Martelo	Leitura nº										Média dos 5 melhores resultados	Densidade média da rocha (KN/m³)	Resistência à compressão uniaxial (MPa)	Classe de Resistência (ISRM 1981)	Classificação da resistência (ISRM 1981)	Zonas Geotécnicas
				Dir. N_E	Inc.					1	2	3	4	5	6	7	8	9	10						
1	1,6	W4	D	N29	86NW		Xisto argiloso	Hasteal W	◀	14	12	14	11	12	10	10	12	12	12	12,8	25	16,2	S4	Baixa	ZG1
2	5	W4	X	N140	12SW		Xisto argiloso	Hasteal W	▲	21	22	22	22	21	22	24	20	26	20	23,2	25	21	S3	Média	
3	5,4	W4	D	N18	80NW		Xisto argiloso	Hasteal W	◀	14	10	11	10	10	10	12	16	13	15	14	25	17,5	S4	Baixa	
4	9,7	W3	F	N174	14SW	Caixa de Falha Argilosa	Xisto argiloso	Hasteal W	▲	20	21	12,5	11	13,5	22,5	14,5	17	20	15	20,1	25	18,2	S4	Baixa	
5	15,1	W3	D	N32	80SE		Xisto Argiloso/Quartzofilito	Hasteal W	◀	11,5	14	17	12	12	14	13,5	17	16,5	20	16,9	25	20,3	S3	Média	ZG2
6	16,5	W2	X	N110	40SW		Quartzofilito	Tecto	/◀	24,5	28,5	29	22,5	23,5	16	26	26	29,5	19,5	27,8	26	32	S3	Média	
7	20,3	W3	D	N16	88SE		Corneana	Hasteal W	◀	17,5	13,5	20	20	15	22	19	31	21,5	22	23,3	27	31,3	S3	Média	
8	23	W3	D	N34	86SE		Grauvaque	Hasteal W	◀	12	14	10,5	9,5	14	14,5	14	14	12	10,5	14,1	26	18,2	S4	Baixa	
9	24,3	W4	X	N132	8SW		Grauvaque	Hasteal W	▲	16	15	17	17	16,5	20	22	18	19	21	20	26	18,3	S4	Baixa	ZG3
10	30,5	W3	F	N162	6SW		Grauvaque	Hasteal W	▲	23	25	27	28	19	26	26	22	22	20	26,4	26	25,7	S3	Média	
11	32	W2	X	N157	85NE		Grauvaque	Hasteal W	◀	14	14	17,5	16	15,5	18,5	17	18	16	20	18,2	26	23,1	S3	Média	
12	36,6	W1	F	N176	84NE	Filão Quartzo	Quartzo	Hasteal W	◀	65	64	35	53	60	51	69	66	65	54	65,8	26,5	240	S1	Elevada	
13	43,2	W3	D	N18	88NW		Corneana metapelítica	Hasteal E	◀	15	15	21	16	14	18	20	19	19	28	21,4	27	28,1	S3	Média	ZG4
14	50,95	W3	D	N50	82NW		Corneana quartzosa	Hasteal W	◀	16	21	30	24,5	21	25	23	20	26	16	25,7	27	36	S3	Média	
15	56,84	W3	D	N41	78NW		Corneana quartzosa	Hasteal W	◀	13	20	18,5	22	19,5	13	24	22	20,5	20	21,7	27	27,5	S3	Média	
16	59,2	W3	D	N43	83SE		Corneana quartzosa	Hasteal W	◀	20	17	25	34	24	39	48	30	48	25	39,8	27	78	S2	Elevada	
17	62,5	W2	D	N10	78SE	Argila endurecida + quartzo	Corneana quartzosa	Hasteal W	◀	26	17	29	23	31	33,5	44	27	39,5	32	36	27	63	S2	Elevada	
18	70	W2	D	N39	86NW		Corneana quartzosa	Hasteal W	◀	39	36	29	14,5	41	26,5	39	39	30,5	42	40	27	79	S2	Elevada	

D - diaclase
X - xistosidade
F - falha

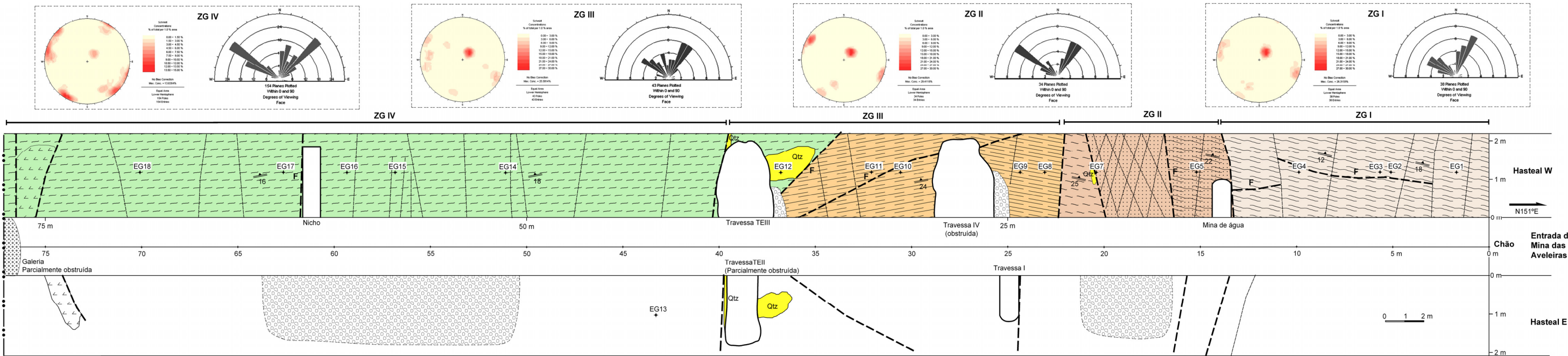
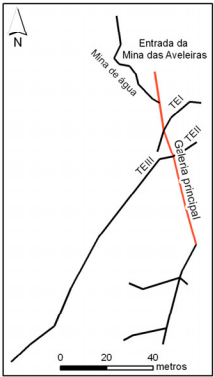
Nota: As diaclases apresentam, em regra, óxidos de ferro e manganês, algum quartzo e, por vezes, argila endurecida.

Densidade média: compilada de Goodman (1989),
Waltham (1999), González de Vallejo et al. (2002)

5.7 ZONAMENTO GEOTÉCNICO

Tendo em vista a melhor compreensão da rede de fracturação dominante na compartimentação do maciço rochoso da Mina das Aveleiras, elaborou-se um esboço de zonamento geotécnico no qual se representa uma síntese dos aspectos geotécnicos do maciço rochoso estudado (Figura 5.19 e Anexoll). Na figura 5.20 apresenta-se os perfis topográficos e geotécnicos da Mina das Aveleiras (Tibães) relativos à área estudada. Com efeito, na cartografia subterrânea apresentada esboçam-se as principais unidades geotécnicas locais, resultado do cruzamento e síntese de toda a informação geológica, geotécnica e geomecânica que traduz uma tentativa de delinear a qualidade geotécnica do maciço. Deste zonamento resultaram quatro unidades geotécnicas, que se descrevem seguidamente.

Figura 5.19 – Zonamento geotécnico da galeria principal (0-75m) da Mina das Aveleiras.



Rochas metassedimentares (Silúrico):

- Corneanas metapelíticas e quartzosas
- Grauvaques
- Quartzofilitos
- Xistos argilosos com alternâncias de quartzofilitos
- Xistos argilosos

Filões e Massas:

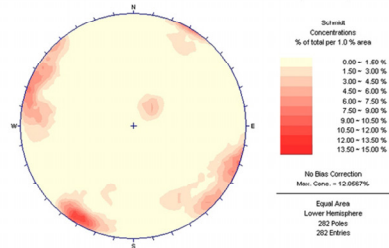
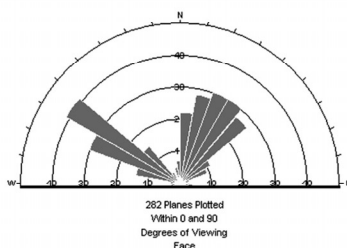
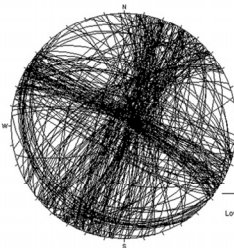
- Quartzo
- Aplitos e /ou pegmatitos quartzo-feldspáticos

Estrutura:

- Falha
- Diaclase
- Xistosidade
- Estação geomecânica
- Hasteal revestido com blocos rochosos

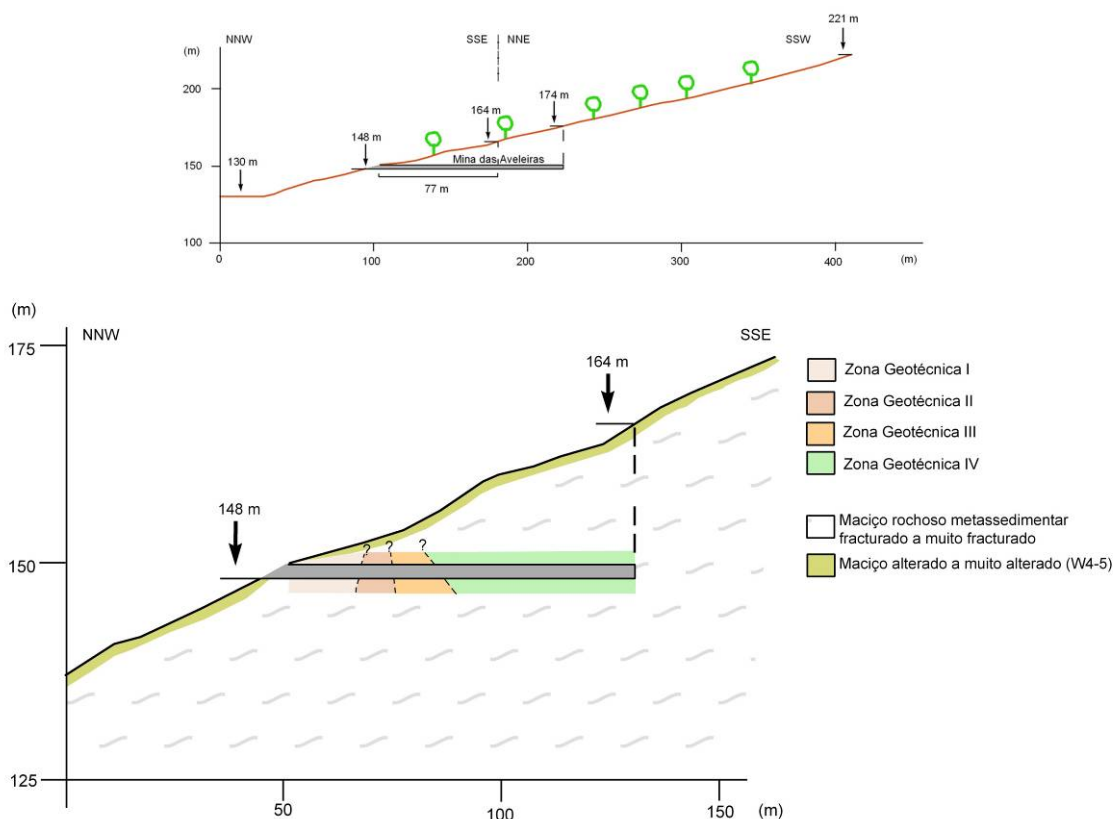
Zonas Geotécnicas:

- ZG I - Xisto argiloso alterado a muito alterado (W4-5), com espaçamento afastado (F1-2), resistência à compressão uniaxial baixa (~10-18 MPa, S4)
- ZG II - Xisto argiloso com alternância de quartzofilitos, são a pouco alterado (W1-2), com espaçamento afastado (F1-2) a medianamente afastado (F3); resistência à compressão uniaxial média (~20-32 MPa, S3)
- ZG III - Grauvaque e corneana metapelítica quartzosa medianamente alterada (W3), com espaçamento afastado (F1-2) a medianamente afastado (F3); resistência à compressão uniaxial média a baixa (~18-26 MPa, S3 a S4)
- ZG IV - Corneana metapelítica e quartzosa medianamente alterada (W3), com espaçamento medianamente afastado (F3) a próximo (F4-5); resistência à compressão uniaxial elevada (~63-79 MPa, S2) a média (~28-36 MPa, S3)



Zonamento geotécnico da galeria principal (0-75m) da Mina das Aveleiras

Figura 5.20 – Perfis topográficos e geotécnicos da Mina das Aveleiras (Tibães).



Zona Geotécnica I (ZGI)

Esta zona corresponde sensivelmente aos primeiros 12 metros da Mina das Aveleiras. É representada por xisto argiloso alterado a muito alterado (W₄₋₅). Foram registados 38 planos de descontinuidades, os quais permitiram definir duas famílias principais (N115°-125°E e N20°-30°E), perfeitamente concordantes com as definidas na análise global. Ambas as famílias apresentam espaçamentos afastados (F₁₋₂). Relativamente aos restantes parâmetros, esta zona segue a tendência apresentada na análise global do maciço. Nesta zona foram realizadas 4 estações geomecânicas, as quais conduziram a uma resistência à compressão uniaxial baixa (S₄; ~16 - 18 MPa). O Índice de Resistência de Carga Pontual não foi possível determinar uma vez que as amostras, dado o seu grau de alteração, sofreram desintegração aquando da sua preparação laboratorial.

Zona Geotécnica II (ZGII)

Esta zona tem uma extensão de cerca de 7 metros. É caracterizada por xisto argiloso com alternância de quartzofilitos, são a pouco alterado (W_{1-2}). Os 34 planos de descontinuidades medidos, conduziram à definição das principais famílias ($N120^{\circ}\text{-}130^{\circ}\text{E}$ e $N20^{\circ}\text{-}40^{\circ}\text{E}$), as quais estão igualmente de acordo com a análise global. A família $N120^{\circ}\text{-}130^{\circ}\text{E}$ apresenta espaçamentos afastados (F_{1-2}), enquanto que a família $N20^{\circ}\text{-}40^{\circ}\text{E}$ oscila entre o afastado e o medianamente afastado (F_3). Relativamente aos restantes parâmetros, esta zona segue, à semelhança da ZGI, a tendência apresentada na análise global do maciço. Nesta zona foram realizadas 2 estações geomecânicas, as quais conduziram a uma resistência à compressão uniaxial média (S_3 ; $\sim 20 - 32$ MPa). O Índice de Resistência de Carga Pontual (I_s) nos quartzofilitos apresenta valores de $I_s = 1,30$ e $3,97$ MPa, paralelamente à xistosidade. O valor de $3,97$ justifica-se pelas abundantes segregações quartzosas da amostra ensaiada. Perpendicularmente à xistosidade esta unidade apresenta valor de $I_s = 6,22$ MPa.

Zona Geotécnica III (ZGIII)

Esta zona tem uma extensão de cerca de 15 metros, na galeria principal e 25 metros nas travessas TEI e TEII. É caracterizada, predominantemente, por grauvaques e por uma estreita faixa de corneanas metapelíticas quartzosas medianamente alteradas (W_3). Os 86 planos de descontinuidades medidos, conduziram à definição das mesmas famílias que na zona ZGII. A família $N120^{\circ}\text{-}130^{\circ}\text{E}$ apresenta espaçamentos afastados (F_{1-2}), enquanto que na família $N20^{\circ}\text{-}40^{\circ}\text{E}$ dominam os espaçamentos medianamente afastados (F_3). Relativamente aos parâmetros abertura e curvatura, esta zona segue a tendência apresentada na análise global do maciço. No entanto, quanto ao tipo de terminação, domina a “obscura” e, em termos de rugosidade, predominam as descontinuidades lisas. Nesta zona foram realizadas 5 estações geomecânicas, as quais conduziram a uma resistência à compressão uniaxial média a baixa (S_3 a S_4 ; $\sim 18 - 26$ MPa). O Índice de Carga Pontual não foi possível determinar uma vez que as amostras de grauvaques sofreram desintegração aquando da sua preparação laboratorial.

Zona Geotécnica IV (ZGIV)

Esta é a zona mais extensa, com cerca de 32 metros. É caracterizada por corneanas metapelíticas e quartzosas medianamente alteradas (W_3). Os 154 planos de descontinuidades registados conduziram à definição das mesmas famílias que nas zonas ZGII e ZGIII. A família $N120^\circ-130^\circ E$ apresenta espaçamentos, fundamentalmente, afastados (F_{1-2}), enquanto que a família $N20^\circ-40^\circ E$ os espaçamentos se repartem pelas classes “próximas” (F_{4-5}) a medianamente afastados (F_3). Relativamente aos parâmetros abertura, tipo de terminação e curvatura, esta zona segue a tendência apresentada na análise global do maciço. Quanto à rugosidade, predominam as descontinuidades lisas. Nesta zona foram realizadas 6 estações geomecânicas, as quais conduziram a uma resistência à compressão uniaxial elevada (S_2 ; ~ 63 - 79 MPa) a média (S_3 ; ~ 28 - 36 MPa). O Índice de Resistência de Carga Pontual (I_s) nas corneanas metapelíticas e quartzosas apresenta, respectivamente, valores de $I_s=1,02$ e $2,25$ MPa, paralelamente à xistosidade. Perpendicularmente à xistosidade esta unidade apresenta valor de $I_s = 6,70$ MPa.

As Figuras 5.21 a 5.24 e Quadro 5.4 sintetizam os principais parâmetros geológico-geotécnicos característicos das zonas geotécnicas definidas no maciço das Aveléiras.

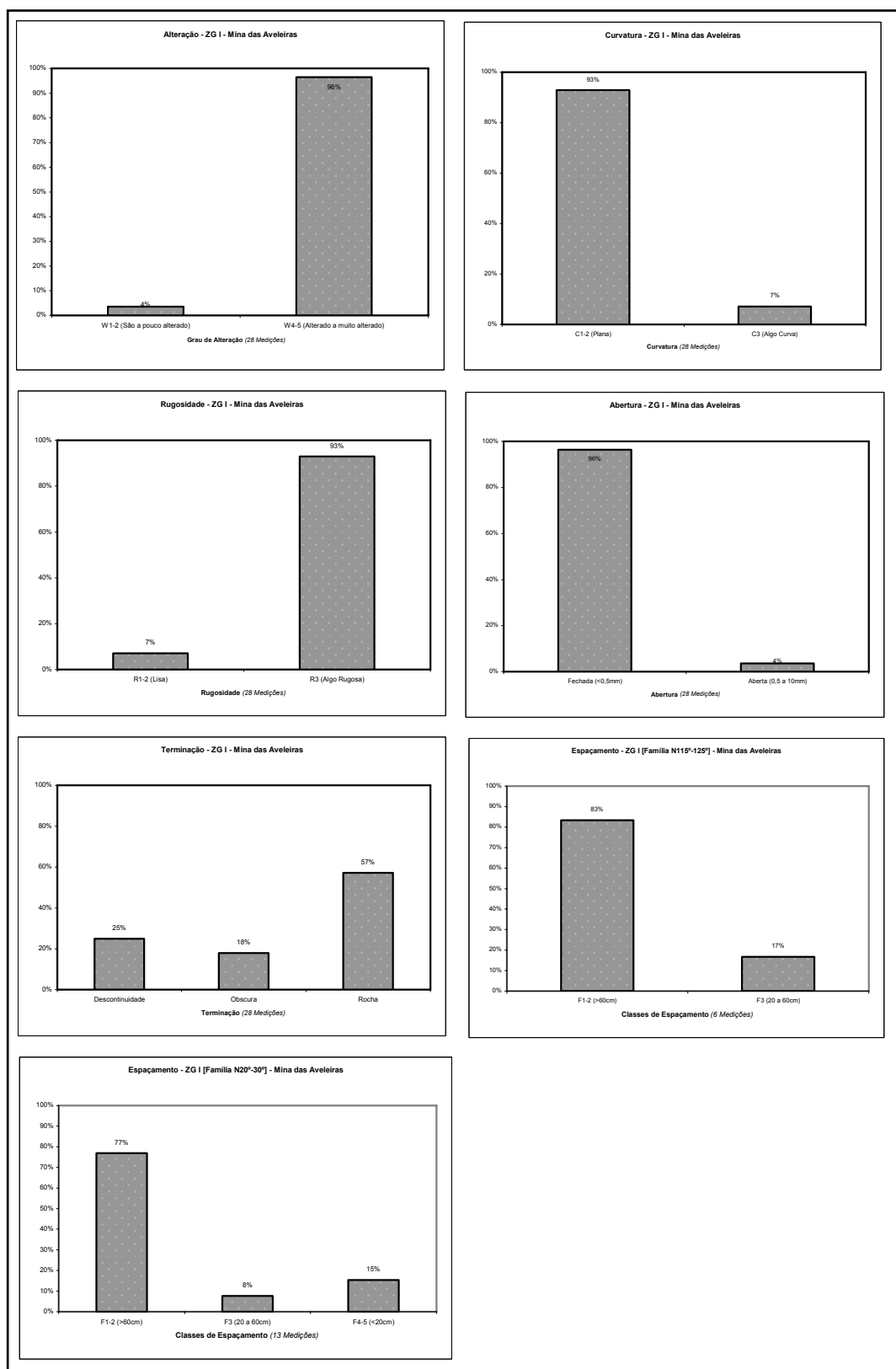


Figura 5.21 - Principais parâmetros geotécnicos das descontinuidades da Zona Geotécnica I (Tibães).

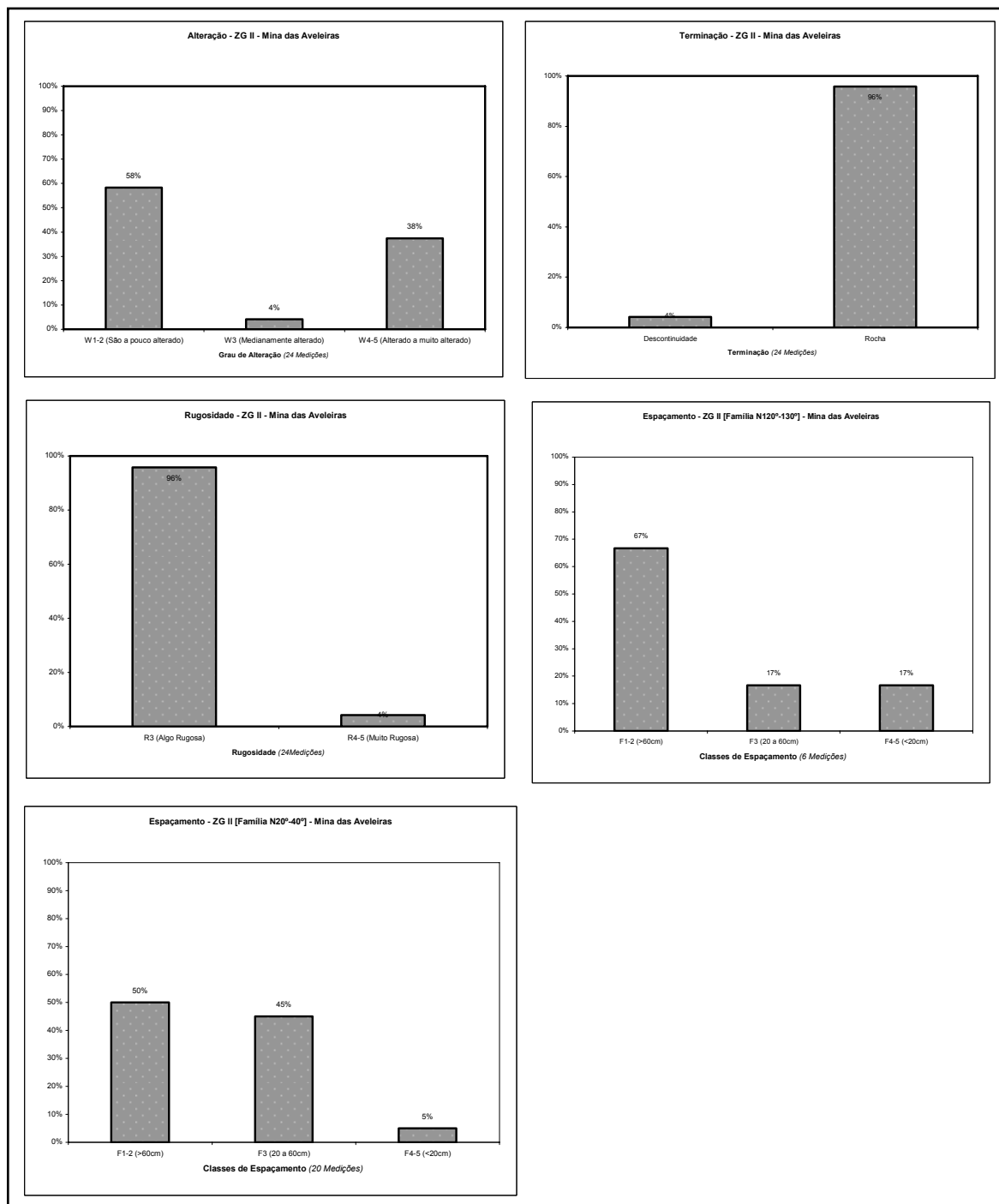


Figura 5.22 - Principais parâmetros geotécnicos das descontinuidades da Zona Geotécnica II (Tibães).

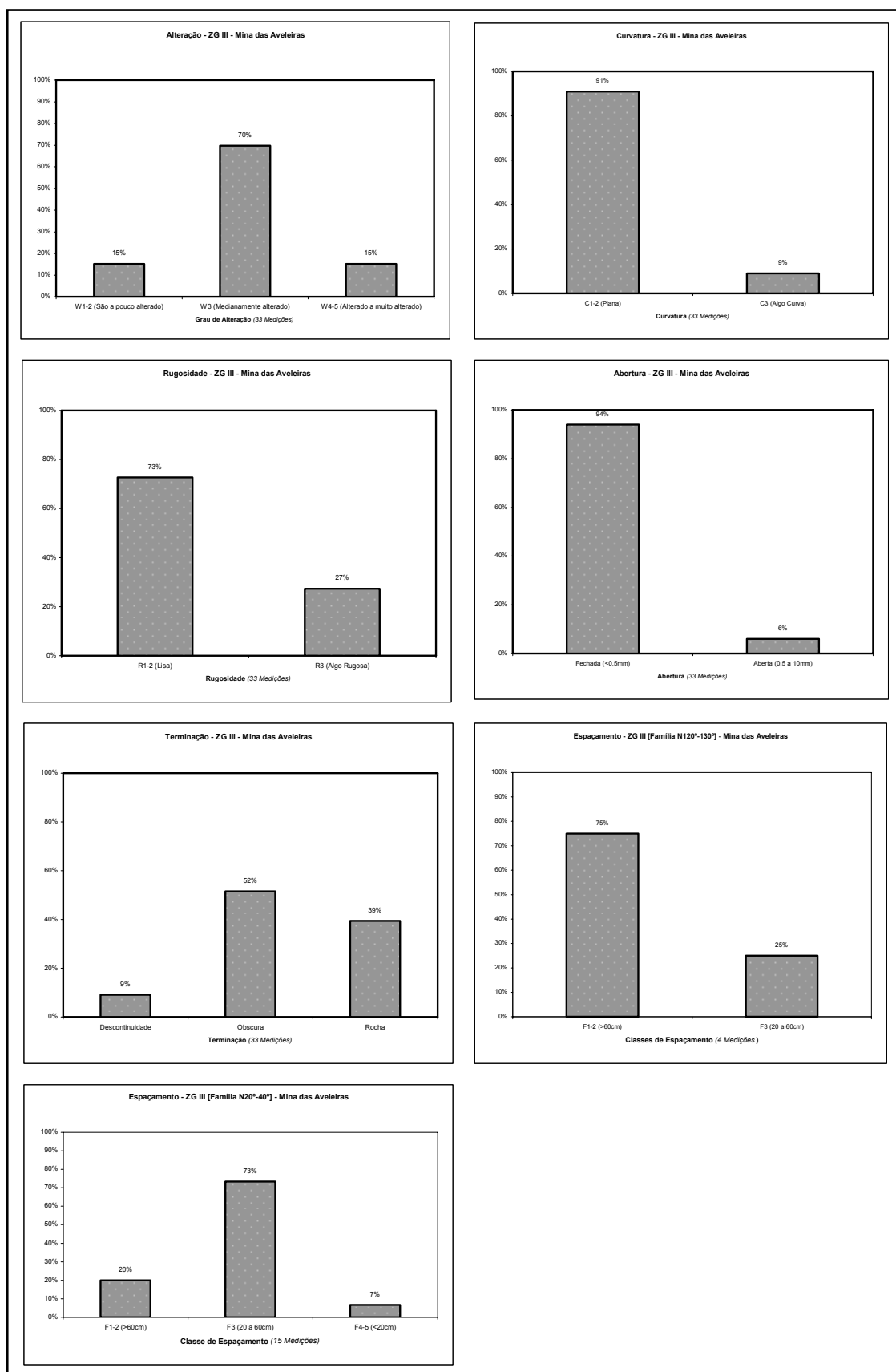


Figura 5.23- Principais parâmetros geotécnicos das descontinuidades da Zona Geotécnica III (Tibães).

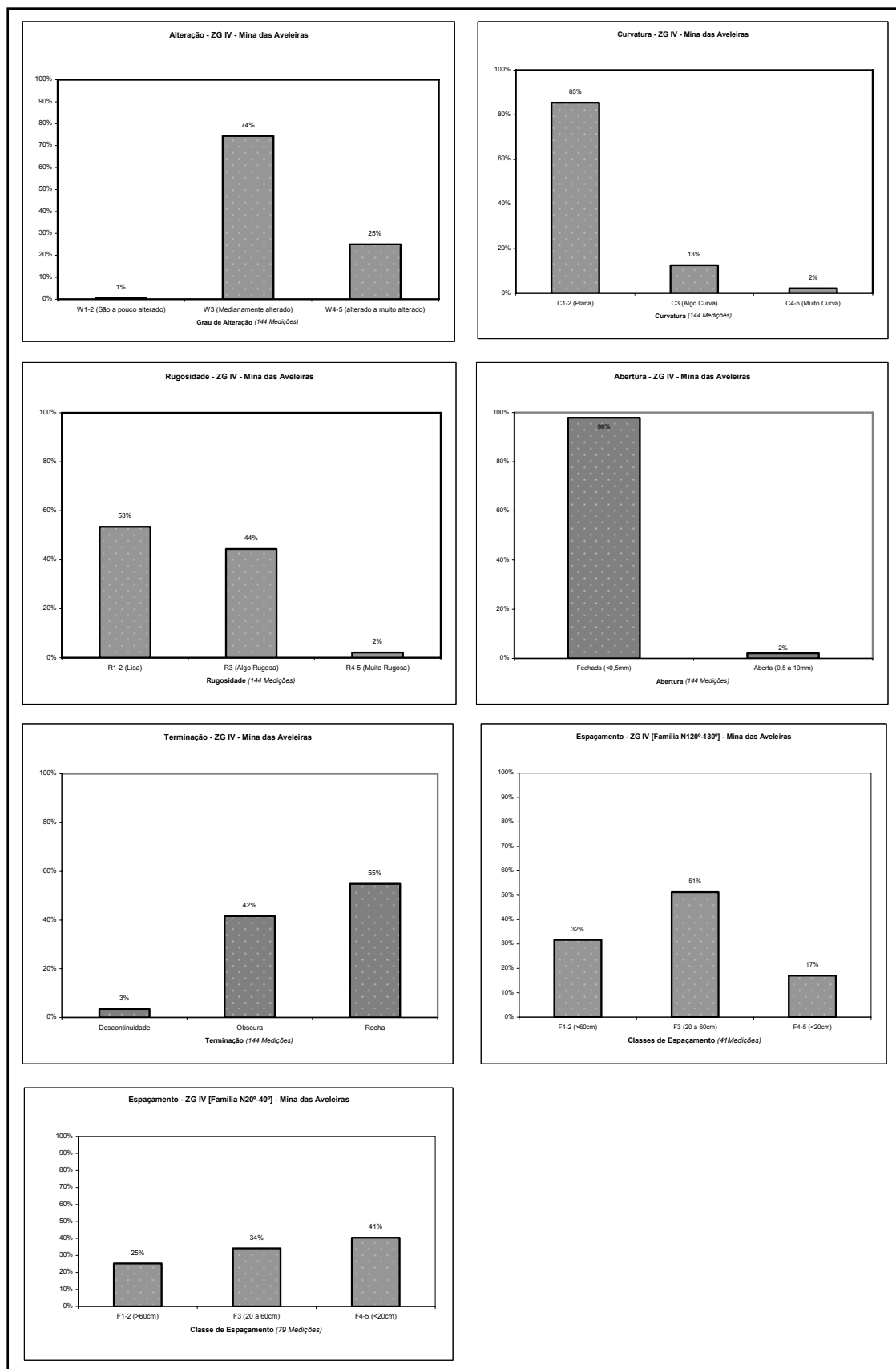


Figura 5.24 - Principais parâmetros geotécnicos das descontinuidades da Zona Geotécnica IV (Tibães).

Quadro 5.4 – Resumo das características geotécnicas da Mina das Aveleiras (Tibães).

Zonas	ZGI - 12 m	ZGII - 7 m	ZGIII - 15 m	ZGIV - 32 m
Diaclasamento	Principal: N25°E; 80°NW N120°E; 80°NE	Principal: N125°E; 80°NE N35°E; 80°SE	Principal: N125°E; 80°NE N35°E; 80°SE	Principal: N125°E; 80°NE N35°E; 80°SE N15°E; 80°SE
Xistosidade	N135°E; 20SW	N135°E; 20SW	N135°E; 20SW	N120°E; 18°SW
Enchimento	S/ enchimento	S/ enchimento	S/ enchimento	S/ enchimento
Grau de Alteração	W ₄₋₅	W ₁₋₂	W ₃	W ₃
Grau de Curvatura	C ₁₋₂		C ₁₋₂	C ₁₋₂
Rugosidade	R ₃	R ₃	R ₁₋₂	R ₁₋₂
Abertura	Fechadas	Fechadas	Fechadas	Fechadas
Terminação	Rocha	Rocha	Obscura	Rocha
Espaçamento	F ₁₋₂ /F ₁₋₂	F ₁₋₂ /F ₃	F ₁₋₂ /F ₃	F ₁₋₂ /F ₄₋₅ a F ₃

5.8 CLASSIFICAÇÕES GEOMECÂNICAS

Com o objectivo de avaliar a competência do maciço rochoso da Mina das Aveleiras foram aplicadas quatro classificações geomecânicas (e.g., Afrouz, 1992; Hoek, 2007): “*Rock Mass Rating*” (RMR) de Bieniawski (1976, 1989, 1993), a “*Rock Tunneling Quality Index*” (Q) de Barton et al. (1974), a “*Geological Strength Index*” (GSI) de Hoek (1994, 2007) e a “*Surface Rock Classification*” (SRC) de González de Vallejo (1983, 2003). Foi tido em linha de conta a adaptação do RMR de Bieniawski; (1989) em ambiente mineiro.

No quadro 5.5 apresenta-se uma síntese dos resultados das quatro classificações aplicadas, de acordo com o zonamento geotécnico anteriormente definido. De acordo com as classificações RMR e SRC, em todas as zonas geotécnicas definidas o maciço é de qualidade razoável. Quanto à classificação GSI, o maciço é de qualidade fraca a razoável para todas as zonas. Por fim, relativamente à classificação Q, em todas as zonas o maciço é de fraca qualidade. A figura 5.25 apresenta vários aspectos sobre o actual estado de conservação da Mina das Aveleiras.

Quadro 5.5 - Síntese das características do maciço da Mina das Aveleiras, de acordo com as classificações geomecânicas RMR, Q, SRC e GSI.

Classificações Geomecânicas Zonas Geotécnicas	RMR (Bieniawski, 1976, 1989)	Q (Barton et al., 1974)	SRC (González de Vallejo, 1983, 2003)	GSI (Hoek, 1994, 2007)
Emboquilhamento	<21	<0,1	≤20	10-5
	V - Maciço muito mau	Maciço extremamente mau	V - Maciço de qualidade muito má	Maciço de qualidade muito má
ZGI	44	3,14	47	35-40
	III - Maciço de qualidade razoável	Maciço de fraca qualidade	III - Maciço de qualidade razoável	Maciço de qualidade fraca a razoável
ZGII	53	2,48	48	45-50
	III - Maciço de qualidade razoável	Maciço de fraca qualidade	III - Maciço de qualidade razoável	Maciço de qualidade fraca a razoável
ZGIII	45	2,89	47	40-45
	III - Maciço de qualidade razoável	Maciço de fraca qualidade	III - Maciço de qualidade razoável	Maciço de qualidade fraca a razoável
ZGIV	55	3,38	57	50-55
	III - Maciço de qualidade razoável	Maciço de fraca qualidade	III - Maciço de qualidade razoável	Maciço de qualidade fraca a razoável



Figura 5.25 – Aspectos sobre o estado de geoconservacao da Mina das Avelheiras: **a), b), c)** Aspectos do antigo sustimento em madeira; **d), e)** Estrutura filoniana quartzosa; **f)** Aspecto do maciço na zona de entrada (emboquilhamento) da Mina.

Das quatro classificações geomecânicas utilizadas, e, visto todas serem aproximadamente equivalentes e caracterizadoras dos maciços, foi utilizado para esta parameterização os valores da classificação GSI - *Geological Strength Index* de Hoek (1994, 2007), por ser a mais usual nestes casos e mais versátil quer para correlações com outras classificações quer na utilização dos próprios modelos de cálculo. Os parâmetros geológico-geotécnicos tiveram como base o intervalo de valores apresentados no estudo geotécnico fundamental, conforme resumido no quadro 5.6.

Quadro 5.6 - Síntese dos parâmetros geomecânicos estimados para as zonas geotécnicas definidas.

Zona Geotécnica	Litologia	Resistência à Compressão Uniaxial, Mpa	Peso Volúmico KN/m ³	GSI
ZGI	Xistos Argilosos muito alterados	16-18	25	35-40
ZGII	Xisto argiloso com alternância de quartzofilitos	20-32	25	45-50
ZGIII	Grauvagues e corneanas metapelíticas quartzosas	18-26	25	40-45
ZGIV	Corneanas metapelíticas e quartzosas	28-36 e 63-79	25	50-55

Os valores adoptados e utilizados na modelação, foram escolhidos de forma conservativa tendo presente o lado da segurança, após uma análise de sensibilidade e ponderando os resultados obtidos. Genericamente foram adoptados os valores médios inferiores das gamas de resultados, conforme apresentado no quadro 5.7. Os parâmetros adoptados para o maciço rochoso das distintas zonas geotécnicas foram estimados de acordo com o descrito, por exemplo, em Hoek & Brown (1997) e Hoek (2007). No que concerne ao factor de perturbação (D) considerou-se um valor intermédio de 0.5 o qual pretende caracterizar o estado de conservação do maciço, que apesar no momento se encontrar aparentemente “estável”, foi resultado de processos de escavação e desmonte tradicionais que provocaram danos e descompressões significativas no maciço envolvente.

Quadro 5.7 - Parâmetros geomecânicos característicos, segundo Hoek & Brown (1997) e Hoek (2007).

Zona Geotécnica	Resistência à Compressão Uniaxial, Mpa	GSI	Parâmetro da rocha intacta, mi	Factor de Perturbação, D	Recobrimento médio
ZGI	17	37,5	10	0,5	2
ZGII	26	47,5	13	0,5	3,5
ZGIII	22	42,5	18	0,5	5
ZGIV	32	52,5	20	0,5	12,5

Com recurso ao programa de cálculo RocLab 1.0 da Rocscience (www.rocscience.com) estimou-se os restantes valores de resistência, com base no critério de rotura de Hoek & Brown (1997) e os equivalentes no critério de rotura de Mohr-Coulomb. O programa RocLab baseia-se nos princípios descritos em Hoek et al. (2002), no qual estão descritos as fórmulas e conceitos do critério de rotura de Hoek-Brown generalizado assim como a determinação dos parâmetros equivalentes do critério de rotura de Mohr-Coulomb através da compensação de áreas nos gráficos de rotura.

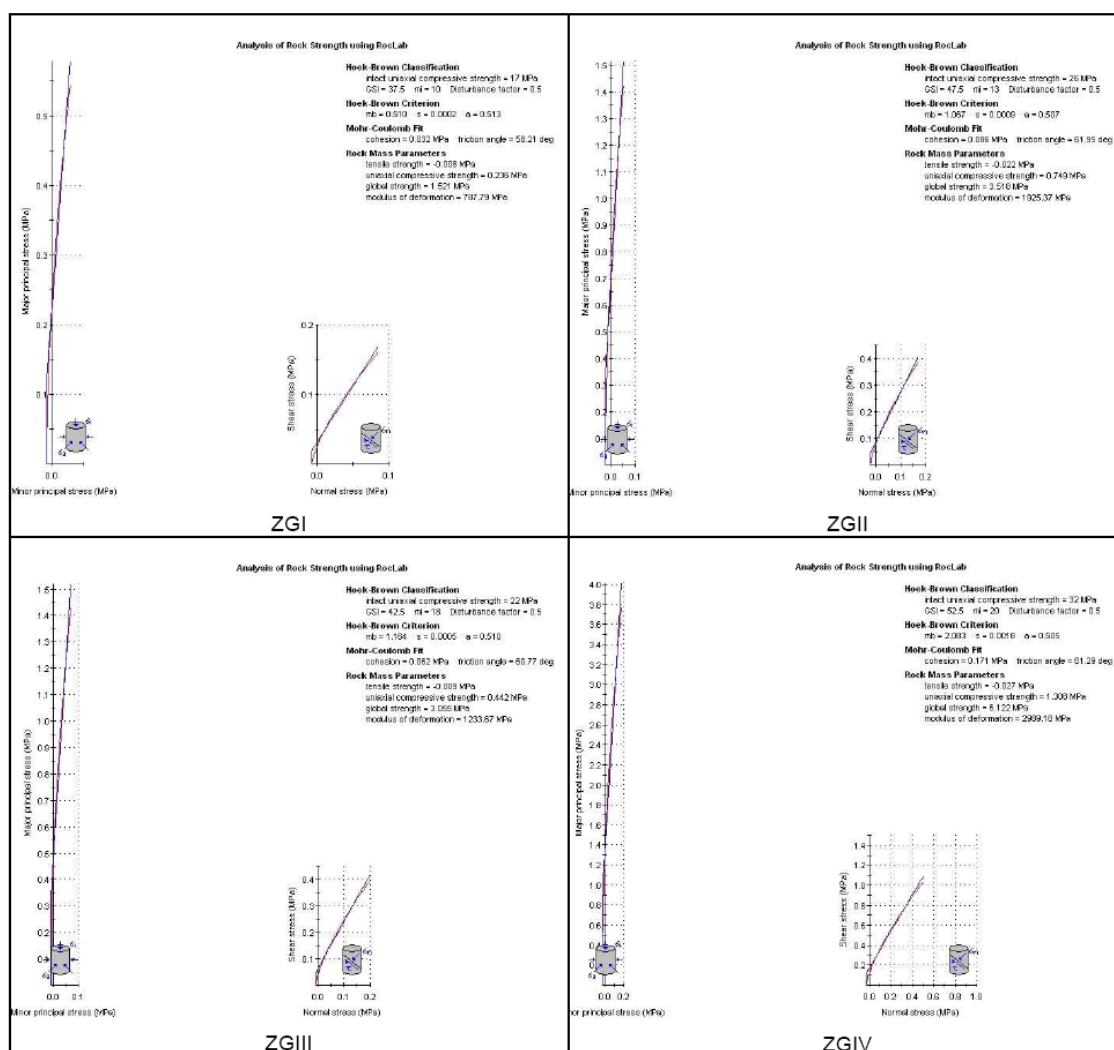


Figura 5.26 – Análise das classificações geomecânicas utilizando o programa geoinformático RocLab v. 1.0 da RocScience.

Utilizando os factores de segurança referidos no “Eurocódigo 7 (projecto geotécnico)”, foram determinados os parâmetros de cálculos finais (quadro 5.8.). A respectivo Eurocódigo 7 preconiza factores de segurança de 1.25 para a coesão (c') assim como para a tangente do ângulo de atrito ($\tan\phi'$), e de 1.40 para a resistência a compressão uniaxial (σ_u). Apesar de não serem referidos quaisquer valores para afectar o módulo de elasticidade, visto este ser aproximadamente directamente proporcional a $\{c'; \phi'\}$, foi adoptado o mesmo coeficiente de segurança. Por fim são apresentados no quadro 5.9., os valores de cálculo dos parâmetros geomecânicos para as diferentes zonas geotécnicas que serão introduzidos nos softwares e modelos de cálculo a realizar.

Quadro 5.8 - Resumo dos parâmetros geomecânicos característicos segundo a classificação de Mohr-Coulomb.


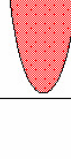



Zona Geotécnica	Coesão, c (kPa)	Angulo de atrito, ϕ°	Modulo de Elasticidade, E (Mpa)
ZGI	32	58,2	788
ZGII	86	61,9	1925
ZGIII	62	60,8	1234
ZGIV	171	61,3	2989

Quadro 5.9 - Parâmetros geomecânicos de cálculo.

Zona Geotécnica	Coesão, c (kPa) ; [FS=1.25]	Angulo de atrito, ϕ° ; [FS=1.25]	Modulo de Elasticidade, E (Mpa) ; [FS=1.25]	Resistência à Compressão Uniaxial, Mpa ; [FS=1.40]
ZGI	25,6	52,2	630	12,1
ZGII	68,8	56,3	1540	18,6
ZGIII	49,6	55,1	987	15,7
ZGIV	136,8	55,6	2391	22,9

No quadro 5.10. é apresentado uma proposta de sustimento tendo em conta as condições do maciço e o objectivo final a dar ao túnel, atendendo a que o suporte definitivo proposto pretende recriar a metodologia usada quando esta Mina se encontrava em exploração (ou seja, com quadros de madeira).

Quadro 5.10 - Proposta de sustimento para a Mina das Aveleiras (Tibães): abordagem preliminar numa perspectiva de geoconservacao do antigo espaco mineiro.

ESQUEMA DE SUSTIMENTO da Mina de Tibães: UMA PROPOSTA PRELIMINAR						
Zona Geotécnica a suportar		Emboquilhamento	ZG I	ZG II	ZG III	ZG IV
Extensão		3 a 4 metros	12 metros	7 metros	15 metros	32 metros
		Muito Fraca	Razoável a Fraca	Razoável	Razoável a Fraca	Razoável a Bom
Comportamento do maciço rochoso		Estrutura fraca a muito instável	Estrutura fraca a instável	De estável a instabilidade local	Estrutura fraca a instável	Estrutura estável
						
		-				
Sustimento primário - Estabilização do maciço						
Sustimento definitivo						

CAPÍTULO 6 CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS FUTURAS

6. CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS FUTURAS

Do estudo geológico, geotécnico e geomecânico desenvolvido, quer à superfície quer em profundidade no maciço das Aveleiras, resultam as seguintes conclusões:

- foram definidas as unidades geológicas locais (*rochas metassedimentares*: xistos argilosos, quartzofilitos, grauvaques e corneanas metapelíticas; *rochas ígneas*: granitos sin- e tardi-tectónicos variscos; *filões e massas*: filões de quartzo e de aplito e/ou pegmatitos quartzo-feldspáticos);
- os principais lineamentos fotointerpretados, e reconhecidos no terreno, constituem fundamentalmente dois sistemas de fracturação regionais: NW-SE e conjugadas NE-SW; NNE-SSW a N-S e conjugadas WNW-ESSE a W-E;
- de referir a presença de estruturas filonianas de aplitos, de reduzida expressão cartográfica, e de veios de quartzo. A rede filoniana de quartzo à superfície apresenta duas orientações principais médias, a NE-SW e NW-SE, com um pendor subvertical e com possanças variando desde a escala centimétrica a métrica;
- As galerias inspeccionadas da Mina das Aveleiras cortam diversos filões de quartzo que foram explorados pela mineralização em volframite. A existência de falhas regionais que cortam frequentemente estes filões, torna a sua exploração difícil. Os filões anteriormente referidos concentram-se, fundamentalmente, ao longo da travessa TEIII, ocorrendo ainda ao longo das travessas TEI e TEII;
- Elaboração dum estudo geológico-estrutural, recorrendo à técnica de amostragem linear, dos hasteais da galeria principal (troço de cerca de 80m) e de duas travessas (TEI com 20m e TEII com 5m) da Mina das Aveleiras. Foram ainda inspeccionadas, do ponto de vista geológico, outras travessas da mina, nomeadamente, a TEIII, a TEIV e a galeria da mina de água das Aveleiras, na área envolvente;

- Elaboração de um esboço de zonamento geotécnico no qual se esboçam as principais unidades geotécnicas locais, resultado do cruzamento e síntese de toda a informação geológica, geotécnica e geomecânica que traduz uma tentativa de delinear a qualidade geotécnica do maciço;
- As unidades geotécnicas definidas foram as seguintes: i) ZG I - Xisto argiloso alterado a muito alterado (W_{4-5}), com espaçamento afastado (F_{1-2}); resistência à compressão uniaxial baixa (~16-18 MPa, S_4); ii) ZG II - Xisto argiloso com alternância de quartzofilitos, são a pouco alterado (W_{1-2}), com espaçamento afastado (F_{1-2}) a medianamente afastado (F_3); resistência à compressão uniaxial média (~20-32 MPa, S_3); iii) ZG III - Grauvaque e corneana metapelítica quartzosa medianamente alterada (W_3), com espaçamento afastado (F_{1-2}) a medianamente afastado (F_3); resistência à compressão uniaxial média a baixa (~18-26 MPa, S_3 a S_4); ZG IV - Corneana metapelítica e quartzosa medianamente alterada (W_3), com espaçamento medianamente afastado (F_3) a próximo (F_{4-5}); iv) resistência à compressão uniaxial elevada (~63-79 MPa, S_2) a média (~28-36 MPa, S_3);
- Com o objectivo de avaliar a competência do maciço rochoso da Mina das Aveleiras foram aplicadas classificações geomecânicas. De acordo com as classificações RMR e SRC, em todas as zonas geotécnicas definidas, o maciço é de qualidade razoável. Quanto à classificação GSI, o maciço é de qualidade fraca a razoável para todas as zonas. Por fim, relativamente à classificação Q, em todas as zonas o maciço é de fraca qualidade;
- Melhoria das condições de captação de água na Mina das Aveleiras, evitando perdas por infiltração e instalando um sistema de drenagem eficaz;
- Relativamente às aberturas de superfície dos poços de ventilação é necessária uma rápida intervenção por questões de segurança de pessoas e/ou animais, bem como a protecção da qualidade das águas subterrâneas da Mina e dos ecossistemas aquáticos e terrestres.
- Instalação de um sistema de ventilação na galeria principal e, sobretudo nas duas travessas existentes no trecho da Mina estudada.

Em face do exposto, tendo em consideração os objectivos deste trabalho, recomenda-se que estudos futuros incidam sobre:

- prospecção geológica de superfície e subterrânea, recorrendo nomeadamente a estudos de cartografia geológico-estrutural e de cartografia geotécnica, a escalas convenientes, noutras galerias da mina da Mina das Aveleiras;
- Estudos de pormenor de fracturação e da geomecânica do maciço de Tibães noutras galerias/travessas da Mina das Aveleiras;
- Estudos geotécnicos de pormenor, quer ao nível da modelação geomecânica do maciço recorrendo a programas de cálculo de elementos finitos quer ao nível de ensaios de laboratório geomecânicos;
- Refinamento da proposta de sustimento a aplicar, sobretudo baseado em métodos tradicionais com recurso a madeira, após a integração dos dados resultantes dos estudos sugeridos anteriormente.

7. Referências bibliográficas

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Afrouz, A. A. (1992). Practical handbook of rock mass classification systems and modes of ground failure. CRC Press, Boca Raton, Florida. 195 pp.
- Agricola G. (1556). De Re Metallica. Versão traduzida da 1ª edição em Latim por Hoover, H. C. & Hoover, L. H. (1912), por The Mining Magazine, London.
- Aires-Barros, L. (1991). Alteração e alterabilidade de rochas. Instituto Nacional de Investigação Científica, Lisboa, 384 pp.
- Alves, H. (2006a). Breve historial do desenvolvimento técnico mineiro oitocentista. In: Modelos de Minas do Séc. XIX: engenhos de exploração mineira. Museu Mineiro do Lousal / Instituto Superior Técnico. pp. 33 - 45.
- Alves, H. (2006b). Introdução aos sistemas de mineração. In: Modelos de Minas do Séc. XIX: engenhos de exploração mineira. Museu Mineiro do Lousal / Instituto Superior Técnico. pp. 54 - 64.
- ATLAS COPCO (2005). Rock reinforcement. Atlas Copco. 120 pp.
- Aydin, A. & Basu, A. (2005). The Schmidt hammer in rock material characterization. Engineering Geology, 41: 1211–14.
- Balmer, G. (1952). A general analytical solution for mohr envelope. Am. Soc. Test. Mat., 52: 1260-1271.
- Barroso, F. (2006a). A evolução da exploração de minas. In: Modelos de Minas do Séc. XIX: engenhos de exploração mineira. Museu Mineiro do Lousal / Instituto Superior Técnico. pp. 33 - 45.
- Barroso, F. (2006b). Plano de lavra e métodos de exploração. In: Modelos de Minas do Séc. XIX: engenhos de exploração mineira. Museu Mineiro do Lousal / Instituto Superior Técnico. pp. 66 - 69.
- Barton, N.R., Lien, R. & Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mechanics, 6 (4): 189-239.
- Barton, N. (1991). Geotechnical Design. World Tunneling, pp. 410-416.
- Barton, N. (1998). Quantitative description of rock masses for the design of NMT reinforcement. Keynote Lecture – Int. Conf. on Hydro Power Development in Himalayas, Shimla, India, pp. 379-400.
- Barton, N.; Loset, F.; Lien, R. & Lunde, J. (1980). Application of Q-system in design decisions concerning dimensions and appropriate support for underground installations. Subsurface Space. Pergamon, pp. 553-561.

- Barton, N. (2000). TBM Tunnelling in Jointed and Faulted Rock. Balkema, Rotterdam, 172p.
- Barton, N. & Quadros, E.F. (2002). Engineering and hydraulics in jointed rock masses. EUROCK 2002 – ISRM Course A, Funchal.
- Bhasin, R.; Singh, R.; Dhawan, A. & Sharma, V. (1995). Geotechnical evaluation and a review of remedial measures in limiting deformations in distressed zones in a powerhouse cavern. Conference on Design and Construction of Underground Structures. New Delhi, India, pp. 145-152.
- Bhasin, R. & Grimstad, E. (1996). The use of stress-strength relationships in the assessment of tunnel stability. Proceedings Recent Advances in Tunnelling Technology, CSMRS. New Delhi, India, pp. 183-196.
- Bieniawski, Z.T. (1973). Engineering classification of jointed rock masses. Trans. South Afr. Inst. Civ. Engrs, 15: 335-344.
- Bieniawski, Z.T. (1976). Rock mass classification in rock engineering. In: Bieniawski Z.T., ed., Proceedings of the symposium Exploration for rock engineering, Cape Town, Balkema, 1: 97-106.
- Bieniawski, Z.T. (1979). The geomechanics classification in rock engineering applications. Proceedings of the 4th Congress International Society for the Rock Mechanics, Montreux, 2: 41-48.
- Bieniawski Z. T. (1989). Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering. Interscience, John Wiley & Sons, New York, 272 pp.
- Bieniawski Z. T. (1993). Classification of rock masses for engineering: the RMR system and future trends. In: Hudson J. A. (ed.), Pergamon Press, 3: 553- 573.
- Boch, H. (2006). Common ground in engineering geology, soil mechanics and rock mechanics: past, present and future. Bull. Eng. Geol. Env., 65: 209-216.
- Booth, B. (2000). Using ArcGIS™ 3D Analyst GIS by ESRI, Environmental Systems Research Institute, Inc. 218 pp.
- Burke, R., Napoleon, E., Ormsby, T., Groess, C. & Feaster, L. (2001). Getting to Know ArcGIS Desktop: The Basics of ArcView, ArcEditor, and ArcInfo Updated for ArcGIS 9. Getting to Know series. ESRI California. 550 pp.
- Brady, B. H. G. & Brown, E. T. (2004). Rock mechanics for underground mining. Kulwer Academic Publishers, Dordrecht. 628 pp.
- Braga, M. A. S. (1987). Arenas e depósitos associados da bacia de drenagem do rio Cavado (Portugal). Contribuição para o estudo da arenização. Universidade do Minho, Braga. 325 pp. (tese de doutoramento).

Braga, M. A. S.; Nunes, J. E. L.; Paquet, H. & Millot, G. (1989). Essai sur les arènes de l'Europe Atlantique. Zonalité climatique. Place de l'arénisation parmi les grands systèmes mondiaux d'altération météorique. C. R. Acad. Sci. Paris, 309 (2): 1955-1962.

Brown, E. T. (1991). Da teoria à prática em mecânica das rochas. Ingenium, Revista da Ordem dos Engenheiros, Lisboa, Ano IV (48): 9-29.

Cabral, J. & Ribeiro, A. (1988). Carta neotectónica de Portugal Continental, escala 1/1000 000. Serviços Geológicos de Portugal. Lisboa.

Cabral, J. & Ribeiro, A. (1989). Carta Neotectónica de Portugal, escala 1/1000 000. Nota explicativa. Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa. 10 pp.

Cabral, J. (1995). Neotectónica em Portugal Continental. Mem. Inst. Geol. Min., Lisboa, 31: 1-256.

Castelli, E (1992). Geomechanics characterization methodologies: a matrix approach. Gallerie e Grandi Opere Sotterranee.

Cargill J.S. & Shakoor A. (1990). Evaluation of empirical methods for measuring the uniaxial compressive strength of rock. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 27: 495–503.

Castells Fernández, E. & Rivas de la Riega, J. L. (1997). Sostenimiento con hormigón proyectado. Manual de túneles y obras subterráneas. In: Jimeno, C. L. (ed.) Manual de Túneles y obras subterráneas. ETSI, Madrid.

CFCFF—Committee on Fracture Characterization and Fluid Flow (1996). Rock fractures and fluid flow: contemporary understanding and applications. National Research Council, National Academy Press, 568 pp.

Carvalho, J. M. & Chaminé, H. I. (2004). O papel da fracturação e da alteração profunda em estudos de prospecção hidrogeológica: os casos das regiões de Oliveira de Azeméis e de Fafe (Maciço Ibérico, NW de Portugal). Geociências, Rev. Univ. Aveiro, 16: 13-31

Chaminé, H. I. & Gaspar, A. F. (1995). Estudo da compartimentação de maciços rochosos pela técnica de amostragem linear. Aplicação a uma travessa da Mina de Carvão de Germunde. Estudos, Notas & Trabalhos Inst. Geol. Min., Porto, 37: 97-111.

Chaminé, H. I.; Dias, A. G. & Dinis da Gama, C. (2001). Estudo geológico e geomecânico do maciço granítico de Lamoso (Paços de Ferreira, NW de Portugal). Geociências, Revista da Universidade de Aveiro, 15: 79-92.

Conde, L. E. N. (1983). Mapa de fracturas de Portugal (Memória Descritiva). EDP, Electricidade de Portugal. 118 pp., 4 mapas na escala 1/500 000. (relatório não publicado).

Davis, G. & Reynolds, S. T. (1996). Structural geology of rocks and regions. 2nd edition, John Wiley & Sons, 776 pp.

Deere, D. (1967). Geological considerations, rock mechanics in engineering practice. In: Stagg R. G. & Zienkiewicz D. C., eds., Wiley & Sons, New York, pp. 1-20.

DGMSG – Direcção Geral de Minas e Serviços Geológicos (1962). Minas concedidas no Continente, desde Agosto de 1836 a Dezembro de 1962. 2^a edição ampliada da lista e índice publicados em 1946. Direcção Geral de Minas e Serviços Geológicos, Ministério da Economia, Lisboa. 261 pp.

Dias, G.; Leterrier, J.; Mendes, A.; Simões, P. P. & Bertrand, J. M. (1998). U-Pb zircon and monazite geochronology of post-collisional Hercynian granitoids from the Central Iberian Zone (Northern Portugal). *Lithos*, 45, 1/4: 349-369.

Dias, G.; Ferreira, N.; Simões, P. & Mendes, A., (2000a). Syn-and late-tectonic plutonism Braga region (Field trip 1). In: Dias, G.; Noronha, F. & Ferreira, N. (eds.), Variscan plutonism in the Central Iberian Zone, Northern Portugal, Eurogranites'2000 Field Meeting Guide Book, UM/FCUP/IGM. pp. 27-65.

Dias, G.; Noronha, F. & Ferreira, N. (2000b). Introduction [Variscan plutonism in the Central Iberian Zone]. In: Dias, G.; Noronha, F. & Ferreira, N. (eds.), Variscan plutonism in the Central Iberian Zone, Northern Portugal, Eurogranites'2000 Field Meeting Guide Book, UM/FCUP/IGM. pp. 7-26.

Dinis da Gama, C. (1991). Qualidade e patologia de obras geotécnicas. 4^o Congresso Nacional de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Lisboa, 3: 1-20.

Dinis da Gama, C. (1995). Aspectos geotécnicos y de fracturación en la explotación de Canteras. In: López

Dinis da Gama, C.; Arrais, C. & Santos, C. (1992). Dimensionamento racional de suportes em minas de carvão. Geotecnia, Revista da Associação Portuguesa de Geotecnia, Lisboa, 66: 45-62.

Jimeno, C. L. (1997). Manual de rocas ornamentales. Capítulo 10. Entorno Gráfico. S.L., ETSI, Madrid, pp. 231-246.

Jimeno, C. L. (2003). Manual de túneles y obras subterráneas. 4^a edición. ETSI, Madrid. 1082 pp.

Espinha Marques, J.; Chaminé, H. I.; Fonseca, P. E.; Gomes, A.; Teixeira, J.; Carvalho, J. M.; Marques, J. M.; Aires-Barros, L. & Sodrê Borges, F. (2004). Aplicação da técnica de amostragem linear para estudo da compartimentação do maciço rochoso do sistema termomineral de Caldas do Moledo (Peso da Régua): implicações para a rede de fracturação regional. *Geociências*, Revista da Universidade de Aveiro, 16: 53-60.

Feio, M. (1949). Notas geomorfológicas: III. Capturas na bacia do Cavado. *Bol. Soc. Geol. Portg.*, Porto, 8: 73-78.

Ferreira, A. B. (1983). Problemas da evolução geomorfológica quaternária do noroeste de Portugal. *Cadernos do Laboratório Xeolóxico de Laxe*, Coruña, 5: 311-332.

Ferreira, N.; Dias, G.; Meireles, C. & Braga, M. A. S. (2000). Carta Geológica de Portugal, na escala 1/50000. Notícia Explicativa da Folha 5- D (Braga). 2ª edição. Instituto Geológico e Mineiro. Lisboa, 68 pp.

Ferreira, N.; Iglésias, M.; Noronha, F.; Pereira, E.; Ribeiro, A. & Ribeiro, M. L., 1987. Granitóides da Zona Centro-Ibérica e seu enquadramento geodinâmico. In: F. Bea; A. Carnicero; J. C. Gonzalo; M. López Plaza & M. D. Rodríguez Alonso (eds). *Geología de los granitóides y rocas asociadas del Macizo Hespérico (Libro de Homenaje a L. C. García de Figuerola)*. Editorial Rueda. Madrid. pp. 37-51.

Ferreira, N.; Dias, G.; Meireles, C. & Braga, M. A. S. (2000). Carta Geológica de Portugal, na escala 1/50000. Notícia Explicativa da Folha 5- D (Braga). 2ª edição. Instituto Geológico e Mineiro. Lisboa, 68 pp.

Ferrer, M. & González de Vallejo, L. (1999). Manual de campo para la descripción y caracterización de macizos rocosos en afloramientos. Publicaciones ITGE, Madrid. 81 pp, 41 fotografías.

FFV-MML – Fundação Frédéric Velge / Museu Mineiro do Lousal (2006). Modelos de Minas do Séc. XIX: engenhos de exploração mineira. Museu Mineiro do Lousal / Instituto Superior Técnico. 394 pp.

Fontes, L. (2005). São Martinho de Tibães: um sítio onde se fez um mosteiro. Ensaio em Arqueologia da Paisagem e da Arquitectura. Colecção Monumentos/Monografias. IPPAR, Lisboa. 215 pp.

Goel, R. & Jetwa, J. (1991). Prediction of support pressure using RMR Classification. *Proceedings of Indian Geotech. Conference Surat, India*, pp. 203-205.

González de Vallejo, L. I. (1983). A new classification system for underground assessment using surface data. *IAEG Symp. on Eng. Geol. and Underground Construction*. Balkema, Rotterdam, 2: 85–94.

González de Vallejo, L. I. (1985). Tunneling evaluation using the surface rock mass classifications system SRC. *ISRM Inter. Symp on the Role o Rock Mechanics in mechanics in Excavations or mining and Civil Works Aztecas, México*.

González de Vallejo, L.I. (2003). SRC rock mass classification of tunnels under high tectonic stress excavated in weak rocks. *Engineering Geology*, 69: 273–285.

González de Vallejo, L. I.; Ferrer, M.; Ortuño, L. & Oteo, C. (2002). *Ingeniería geológica*. Prentice Hall, Madrid, 715 pp.

Goodman, R. (1993). *Engineering geology: rock in engineering construction*. John Wiley & Sons, New York, 412 pp.

Grimstad, E. & Barton, N. (1993). Updating of the Q-system for NMT. In: Kompen & Berg, eds., *International Symposium of Sprayed Concrete: Modern Use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground*

Suppor, Fagernes, Norw. Conc. Association, Oslo.

Grimstad, E. & Bhasin, R. (1996). Stress – strength relationships and stability in hard rock. Proceedings Conf. on Recent Advances in Tunnelling Technology. New Delhi, India, 1: 3-8.

GSE - Geological Society Engineering Group Working Party Report (1995). The description and classification of weathered rocks for engineering purposes. Quarterly Journal of Engineering Geology, 28 (3): 207-242.

Hack, R.; Azzam, R. & Charlier, R. (2004). Engineering geology for infrastructure planning in Europe: a european perspective. Lecture Notes in Earth Sciences, vol. 104. Springer-Verlag, Berlin. 801 pp.

Hart, D. J. & Wang, H. F. (1995). Laboratory measurements of a complete set of poroelastic moduli for Berea Sandstone and Indiana Limestone. J. Geophys Research, 100 (9): 17741-1751.

Hoek, E. (1994). Strength of rock and rock masses. News Journal of ISRM, 2, 2: 4-16.

Hoek, E. (2007). Practical rock engineering. RocScience: Hoek's Corner, 342 pp.

Hoek, E. & Brown, E. T. (1980). Underground excavations in rock. Institution of Mining and Metallurgy, London, 243 pp.

Hoek, E. & Brown, E. T. (1995). Underground excavations in rock. 2nd edition, Institution of Mining and Metallurgy, London, 627 pp.

Hoek, E. & Brown, E. T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. International Journal of Rock Mechanics & Mining Science, 34 (8): 1165-1186.

Hoek, E.; Carranza-Torres, C. & Corkum, B., (2002). Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition. North American Rock Mechanics Society, Toronto.

Hudson, J. A & Priest, S. D. (1983). Discontinuity frequency in rock masses. Int. Jour. Rock Mech. Min. Sci. & Geom. Abstr., 20: 73-89.

Hucka, V. (1965). A rapid method of determining the strength of rocks *in situ*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 2: 127-134.

IAEG – International Association Engineering Geology (1981a). Recommended symbols for engineering geological mapping. Bulletin of the International Association of Engineering Geology, 24: 227-234.

IAEG – International Association Engineering Geology (1981b). Rock and soil description and classification for engineering geological mapping. Bulletin of the International Association of Engineering Geology, 24: 235-274.

IGeoE–Instituto Geográfico do Exército (1997a). Carta Militar de Portugal, Folha 56-Amares, escala 1/25000. Série M888, Edição 2-IGE-1997. Instituto Geográfico do Exército, Lisboa.

IGeoE–Instituto Geográfico do Exército (1997b). Carta Militar de Portugal, Folha 70-Braga, escala 1/25000. Série M888, Edição 2-IGE-1997. Instituto Geográfico do Exército, Lisboa.

ISRM–International Society for Rock Mechanics (1978). Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geom. Abstr.*, 15, 6: 319-368.

ISRM–International Society for Rock Mechanics (1981). Basic geotechnical description of rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geom. Abstr.*, 18: 85-110.

ISRM–International Society for Rock Mechanics (1985). Suggested method for determining point load strength. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geom. Abstr.*, 22: 51-60.

ISRM–International Society for Rock Mechanics (2007). The complete ISRM suggested methods for characterization, testing and monitoring: 1974-2006. In: Ulusay, R. & Hudson, J.A. (eds.), suggested methods prepared by the Commission on Testing Methods, ISRM. Ankara, Turkey. 628 pp.

Jimeno, C. L. (2003). Manual de túneles y obras subterráneas. ETSIM, Univ. Polit. Madrid. 1082 pp.

Kahraman, S. (2001). Evaluation of simple methods for assessing the uniaxial compressive strength of rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geom. Abstr.*, 38: 981–94.

Kahraman, S., Fener M. & Gunaydin O. (2002). Predicting the Schmidt hammer values of *in-situ* intact rock from core sample values. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geom. Abstr.*, 39: 395-399.

Katz, O., Rechesa, Z. & Roegiersc J.-C. (2000). Evaluation of mechanical rock properties using a Schmidt Hammer. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geom. Abstr.*, 37: 723-728.

Lamas, L. N. (1989). Estudo da compartimentação de maciços rochosos por uma técnica de amostragem linear e dos blocos formados pelas descontinuidades: aplicação a uma galeria do Alto Lindoso. In: 3º Congresso Nacional Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 3: C33-C44.

Lagoa, A. M., (1941). Mina de Wolframite de Tibais, plano de lavra: memória descritiva e justificativa. 4 pp. + 5 mapas/perfis em anexo. (inédito).

Lauffer, H. (1988). Zur Gebirgsklassifizierung bei Frasnortrieben. *Felsbau*, 6: 137-149.

Leal Gomes, C.; Meireles, C. & Castro, P. (1997). Estudo preliminar sobre a natureza poligénica de turmalinitos das Unidades de Valença-Vila Nune e Minho Central-Occidental (NW de Portugal): I. análise estrutural e paragenética. In: Pires, C. C.; Gomes, M. E. P. & Coke, C. (coords.), Comunicações da XIV Reunião de Geologia do Oeste Peninsular, UTAD, Vila Real. pp. 85-90.

LNEC–Laboratório Nacional de Engenharia Civil (1977). Sismologia, sismicidade e risco sísmico. Aplicações em Portugal. Relatório integrado nos estudos do Domínio do Plano de Investimentos e do Plano de

Edifícios. Proc. 36/11/4394. Serviço de Estruturas, Divisão de Dinâmica aplicada, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa. 205 pp.

Martins, R.; Moreira, P.; Santos Pereira, C.; Neto, E.; Pereira, A. M.; Teixeira, J.; Vieira, A. & Chaminé, H. I. (2006). A técnica de amostragem linear aplicada a estudos de compartimentação de maciços rochosos no Norte de Portugal. In: Actas do 10 ° Congresso Nacional de Geotecnia. Sociedade Portuguesa de Geotecnia /Univ. Nova de Lisboa, 1: 255-264.

Mata, A. M. R. & Dias Costa, M. J. (1998). Natureza, memória, vida nova na Cerca do Mosteiro de Tibães. In: Prémio Internacional Carlo Scarpa para o Jardim. Instituto Português do Património Arquitectónico, Mosteiro S. Martinho de Tibães. pp. 8-25.

Mazzocola, D. F.; Millar, D.L. & Hudson, J. A. (1997). Information, uncertainty and decision making in site investigation for rock engineering. *Geotechnical and Geological Engineering*, 15: 145-180

Medley, E. (1999). Systematic characterization of melange bimrocks and other chaotic soil/rock mixtures. *Felsbau: Rock and Soil Engineering – Journal for Engineering Geology, Geomechanics and Tunnelling*, 3: 152-162.

Meireles, C.; Castro, P. & Pereira, E. (1997). Novos dados litostratigráficos, estruturais e metamórficos do Paleozóico da região de Braga. In: Pires, C. C.; Gomes, M. E. P. & Coke, C. (coords.), *Comunicações da XIV Reunião de Geologia do Oeste Peninsular, UTAD, Vila Real*. pp. 301-304.

Mello Mendes, F. (1967/68). *Mecânica das rochas*. Instituto Superior Técnico, Lisboa, 346 pp.

Mitri, H.; Edrissi, R. & Henning, J. (1994). Finite Element Modelling of Cable Bolted Stopes in Hard Rock Underground Mines. *SME Annual Meeting. Albuquerque*, pp. 14-17.

Miranda, T. (2003). Contribuição para a obtenção de parâmetros geomecânicos para a modelação de obras subterrâneas em maciços graníticos. Universidade do Minho, Guimarães, 186 pp. (Tese de Mestrado).

Miranda, T.; Gomes Correia, A. & Ribeiro & Sousa, L. (2006). Determinação de parâmetros geomecânicos em formações rochosas e maciços heterogéneos. *Revista Engenharia Civil, UM*, 25: 17-40.

MOTA-ENGIL, SA (2003). Campanha de prospecção geotécnica no Mosteiro de Tibães em Mire de Tibães, Braga. Relatório Final para o IPPAR. Direcção de Geotecnia da MOTA-ENGIL, SA – Engenharia e Construção. 12pp + anexos (relatório inédito).

Nicholson, G. A. & Bieniawski, Z. T. (1990). A non-linear deformation modulus based on rock mass classification. *International Journal of Mining and Geology Engineering*, pp 181-202.

Normetro (2001). Relatório Geotécnico-Geomecânico Geral dos Troços Enterrados (Linhas C, S e ramal de ligação C-S). Projecto de execução. Normetro, Porto, 53p.

Oliveira, R., (1990). *Geologia de Engenharia: notas de aulas do curso de mestrado de geologia de engenharia*. Universidade Nova de Lisboa, Costa da Caparica. (policopiado).

Oliveira, A. A., (1970). *Tibães (1630-1680): estudo sócio-económico de uma abadia beneditina do Noroeste Português*. Dissertação de licenciatura em História. Faculdade de Letras da Universidade do Porto. 281 pp.

Oliveira, A. A., (1974). *A abadia de Tibães e o seu domínio (1630-1680): estudo social e económico*. Publicações da Faculdade de Letras do Porto. Universidade do Porto, 406 pp.

Oliveira, J. T.; Pereira, E.; Ramalho, M.; Antunes, M. T. & Monteiro, J. H. (1992). *Carta Geológica de Portugal, escala 1/500 000. 5ª edição. 2 folhas*. Serviços Geológicos de Portugal. Lisboa.

Peacock, D. C. P.; Harris, S. D. & Mauldon, M. (2003). Use of curved scanlines and boreholes to predict fracture frequencies. *J. Struct. Geol.*, 25: 109-119.

Palmström, A. (1995). *RMi: a rock mass characterization system for rock engineering purposes*. University of Oslo, 400 pp. (tese de doutoramento).

Pereira, C. M.S.; Chaminé, H. I.; Vieira, A. R.; Teixeira, J.; Gomes, A. & Fonseca, P. E. (2005). *Geologia estrutural e geotecnia do maciço granítico do Alto da Cabeça Santa (NW de Portugal): implicações para a gestão do georrecurso da pedreira da Mimosa*. Cadernos Lab. Xeol. Laxe, A Corunã, 30: 40-65.

Pereira, J. (1985). *Caracterização geotécnica de maciços rochosos*. Universidade Nova de Lisboa. 404 pp. (tese de mestrado).

Pereira, E.; Ribeiro, A.; Carvalho, G. S.; Noronha, F.; Ferreira, N. & Monteiro, J. H. (coords.), 1989. *Carta Geológica de Portugal, escala 1/200 000, Folha 1*. Serviços Geológicos de Portugal.

Personda– Sociedade de Perfurações e Sondagens (1994). *Estudo hidrogeológico da Cerca do Mosteiro de Tibães, em Braga. Relatório final para o IPPC*. Personda – Sociedade de Perfurações e Sondagens, Lda., Lisboa. 27 pp. + anexos (relatório inédito).

Priest, S. D. & Hudson, J. A. (1981). Estimation of discontinuity spacing and trace length using scanline surveys. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geom. Abstr.*, 18: 183-197.

Priest, S. D. (1993). *Discontinuity analysis for rock engineering*. Chapman and Hall, London. 473 pp.

Ramsay, J. R. & Huber, M. I. (1983). *The techniques of modern structural geology. Vol 1: Strain analysis*. Academic Press Limited. London. 307 pp.

Ramsay, J. R. & Huber, M. I. (1987). *The techniques of modern structural geology. Vol 2: Folds and fractures*. Academic Press Limited. London. 700 pp.

Ribeiro, A. & Cabral, J. (1992). Tectónica recente. In: Pereira E. (Coord.). Carta Geológica de Portugal na escala 1/200 000. Notícia Explicativa da Folha 1. Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa. pp. 57.

Ribeiro, A.; Conde, L. & Monteiro, J. (1972). Carta tectónica de Portugal, escala 1:1000000. Direcção Geral de Minas e Serviços Geológicos. Lisboa.

Ribeiro, A., Quesada, C. & Dallmeyer, R. D. (1990). Geodynamic evolution of the Iberian Massif. In: Dallmeyer, R. D. & Martínez-García, E., Eds, Pre-Mesozoic Geology of Iberia. Springer Verlag. Berlin, Heidelberg. pp. 397-410.

Ribeiro, A.; Neiva, J. M. C. & Teixeira, C. (1943). Depósitos detríticos da bacia do Cavado. Bol. Soc. Geol. Portg., Porto, 3 (1/2): 87-94.

Riedmuller, G. & Schubert, W. (1999). Critical comments on quantitative rock mass classifications. Felsbau: Rock and Soil Engineering – Journal for Engineering Geology, Geomechanics and Tunnelling nº 3, pp 164-167.

Ritter (1879). Die Statik der Tunnelgewölbe. Springer, Berlin.

Rocha, M. (1981). Mecânica das Rochas. LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 445 pp.

Rodrigues, C. (s/d) Projecto Assistido por Ensaios. Mestrado em Mecânica dos solos e Engenharia Geotécnica, UC-FCTUC, Modulo I, 1-23 pp (Relatório Inédito)

Rogers, J. D. (2002). Disappearing practice opportunities: why are owners and engineers taking increased risks? what can be done to counter this threat?. In: TepeL, R. E., ed., Symposia on visioning the future of Engineering Geology: sustainability and stewardship. Association of Engineering Geologists and American Institute of Professional Geologists Annual Meeting, Reno, pp. 41-59.

Romana, M. (2003). Nuevas recomendaciones de excavación y sostenimiento para túneles y boquillas. Jornadas Luso-Espanholas sobre Obras Subterrâneas – Relevância da Prospeção e Observação de Obras Geotécnicas, Madrid, pp. 105-113.

RSAAEP – Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, (2000). Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (aprovado pelo decreto-lei nº235/83, de 31 de Maio). In: Colecção Regulamentos, Anexo III- Elementos para quantificação da acção dos sismos, Porto Editora, 4: 87-96.

RSAAEP, (1986). Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. Lisboa. (Dec.-Lei 235/83 de 31 de Maio).

Schmidt, E. (1951). A non-destructive concrete tester. Concrete, 59 (8): 34-35.

- Schuurman, N. (2001). GIS: a short introduction. Blackwell Publishing. 169 pp.
- Singh, B. (1973). Continuum characterization of jointed rock mass, Part II Significance of low shear modulus. *Int J. Rock Mech. and Min. Sci. & Geomec. Abstr.* Pergamon, 10: 59-74.
- Serafim, J. L & Pereira, J. P (1983). Considerations of the geomechanical classificatios of Bieniawski. *Proceedings of the 12 th Congress on Large Dams, Mexico City*, pp. 59-68.
- Simões Cortez, J. A., (1965). Métodos de exploração por desabamento (exposição crítica). *Estudos Notas e Trabalhos do Serviço Fomento Mineiro*, 37 (1-2): 5-338.
- Singh, B. (1979). Geological and geophysical investigation in rocks for engineering projects. *Int. Symp. In situ Testing of Soils & Performance of Structures*, Vol. 1, India. pp. 486-492.
- Singh, S. (1997). Time dependent modulus of rocks in tunnels. M. E. Thesis, Dept. of Civil Engineering, University of Roorkee, India, p. 65.
- Soares de Carvalho, G., (1992). Depósitos quaternários e cenozóico indiferenciado. In: Pereira, E. (Coord.), *Carta Geológica de Portugal na escala 1/200 000. Notícia Explicativa da Folha 1. Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa*. 47-50 pp.
- Sodré Borges, F. (2002). *Geologia Estrutural. Faculdade de Ciências da Universidade do Porto.* (policopiado).
- Sousa Oliveira, C. (1986). A sismicidade histórica e a revisão do catálogo sísmico. *Relatório 99/86–NDA. Proc. 36/11/7368. Serviço de Estruturas, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa*. 192 pp.
- Teixeira, C.; Medeiros, A. C. & Macedo, J. R. (1973). *Carta Geológica de Portugal, na escala 1/50000. Notícia Explicativa da Folha 5- D (Braga). Serviços Geológicos de Portugal. Lisboa*, 57 pp.
- Terzaghi, K. & Peck, R. B. (1967). *Soil mechanics in engineering practice. Second edition, John Wiley and Sons, New York*
- Terzaghi, R. D. (1965). Sources of errors in joint surveys. *Geotechnique*, 15: 287-304.
- UNESCO (1976). *Engineering geological maps: a guide to their preparation. UNESCO Press, Paris*.
- Verman, M. (1993). *Rock Mass: tunnel support interaction analysis. University of Roorkee, Roorkee, India.* (tese de doutoramento).
- Vilar, A. (1998). *O volfrâmio de Arouca no contexto da segunda guerra mundial (1939-1945). Edição Câmara Municipal de Arouca*. 290 pp.
- Vidal Romani, J. R. & Twidale, C. R. (1999). Sheet fractures, other stress forms and some engineering implications. *Geomorphology*, 31 (1-4): 13-27.

Yassar, E. & Erdogan, Y. (2004). Estimation of rock physicommechanical properties using hardness methods. *Engineering Geology*, 71: 281–88.

Wickham, G.E., Tiedemann, H.R. & Skinner, E.H., (1972). Support determination based on geologic predictions. In: K.S. Lane & L.A. Garfield, (eds), *Proceedings North American rapid excavation tunneling conference*, Chicago. Soc. Min. Engrs, Am. Inst. Min. Metall. Petroleum Eng. pp. 43-64.

Whittaker, B. N.; Singh, R.N. & Sun, G. (1992). *Rock fracture mechanics: principles, design and applications*. New York, Elsevier.

Zuquette, L. V. & Gandolfi, N., (2004). *Cartografia geotécnica*. Oficina de textos, Brasil, 189 pp.

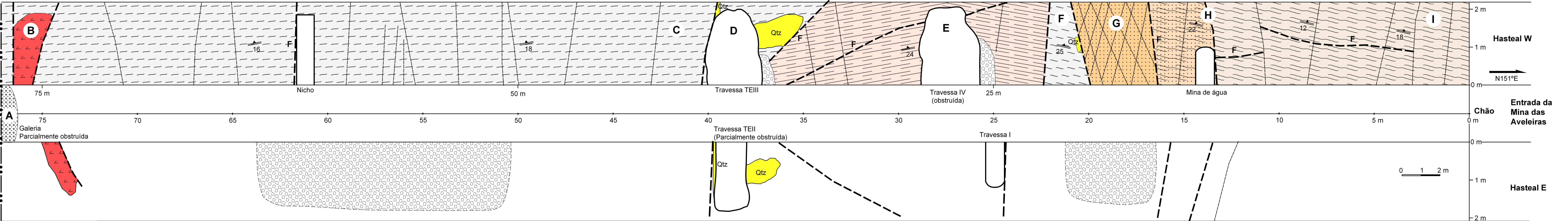
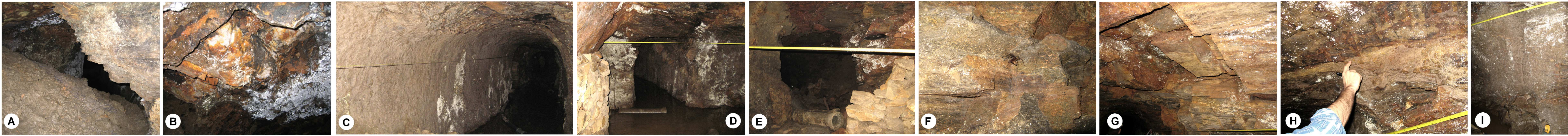
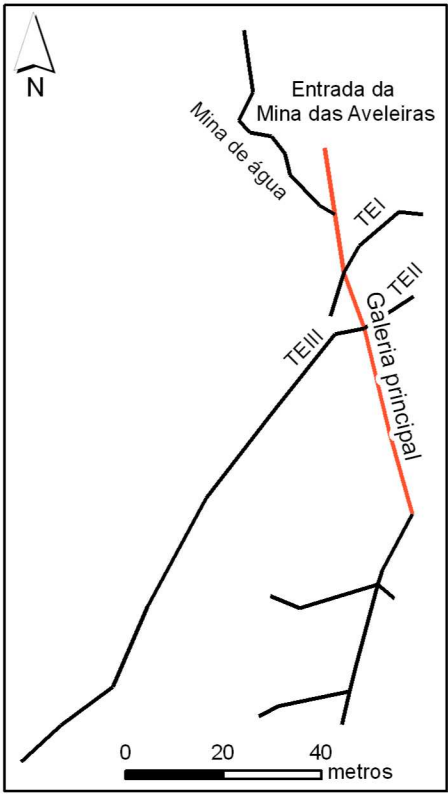
ANEXOS

ANEXO I – Levantamento geológico-estrutural da galeria principal da Mina das Azeleiras (0-75m).

ANEXO II – Zonamento geotécnico da galeria principal da Mina das Azeleiras (0-75m).

ANEXO III – Fichas de levantamento geológico-geotécnico.

ANEXO I – Levantamento geológico-estrutural da galeria principal da Mina das Aveleiras (0-75m).



Rochas metassedimentares (Silúrico):

- Corneanas metapelíticas e quartzosas
- Grauvaques
- Quartzofilitos
- Xistos argilosos com alternâncias de quartzofilitos
- Xistos argilosos

Filões e Massas:

- Quartzo
- Aplitos e /ou pegmatitos quartzo-feldspáticos

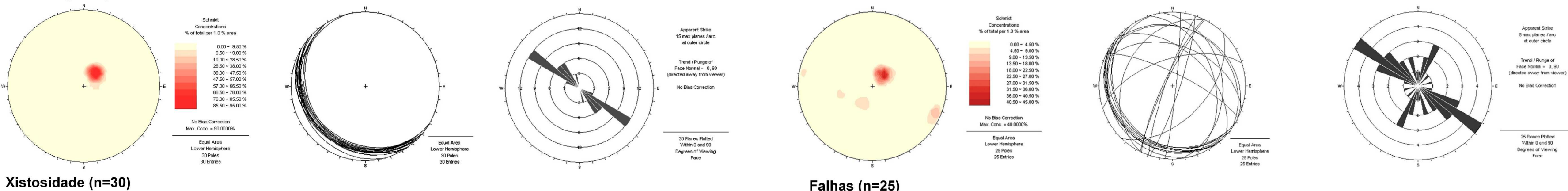
Estrutura:

- Falha
- Diaclase
- Xistosidade
- Hasteal revestido com blocos rochosos

Legenda das Fotografias:

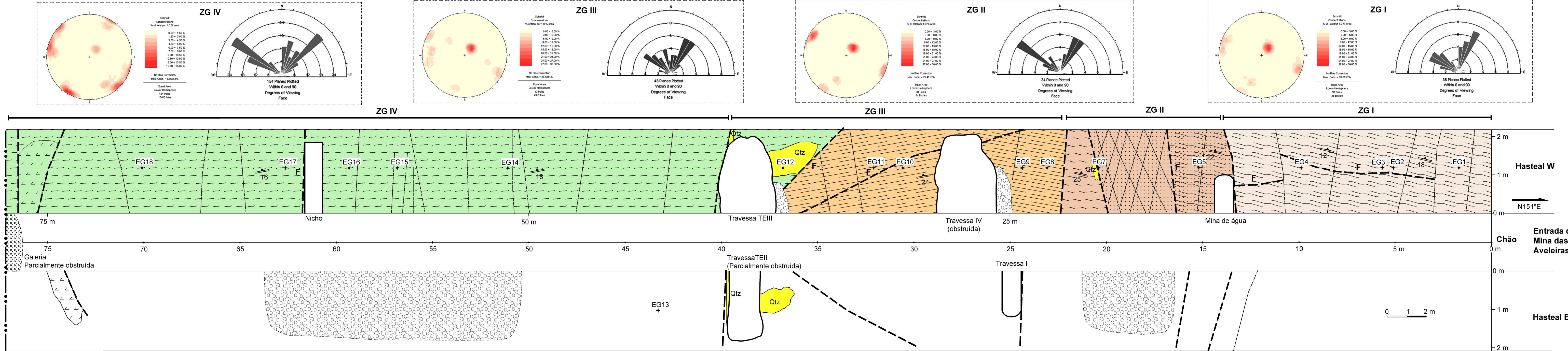
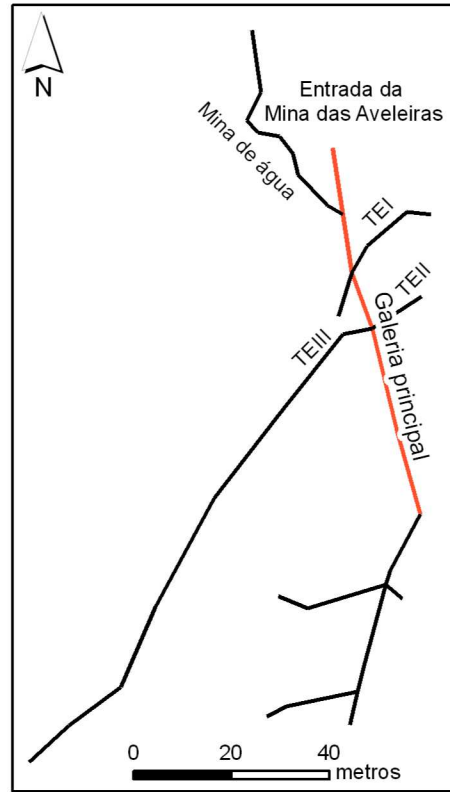
- A - Aluimento parcial da galeria principal (material argiloso e detritico, provavelmente dum inclinado da mina, junto a uma estrutura filoniana quartzosa)
- B - Filão de quartzo (mineralizado com volframite)
- C - Corneanas metapelíticas
- D - Bifurcação das Travessas III e II (parcialmente obstruída)
- E - Travessa IV (obstruída) em grauvaques
- F - Corneanas quartzosas
- G - Quartzofilitos
- H - Caixa de falha em xistos argilosos
- I - Xistos argilosos

Dados geológico-estruturais:



Levantamento geológico-estrutural da galeria principal (0-75m) da Mina das Aveleiras

ANEXO II – Zonamento geotécnico da galeria principal da Mina das Azeleiras (0-75m).



Rochas metassedimentares (Silúrico):

- Corneanas metapelíticas e quartzosas
- Grauvaques
- Quartzofilitos
- Xistos argilosos com alternâncias de quartzofilitos
- Xistos argilosos

Filões e Massas:

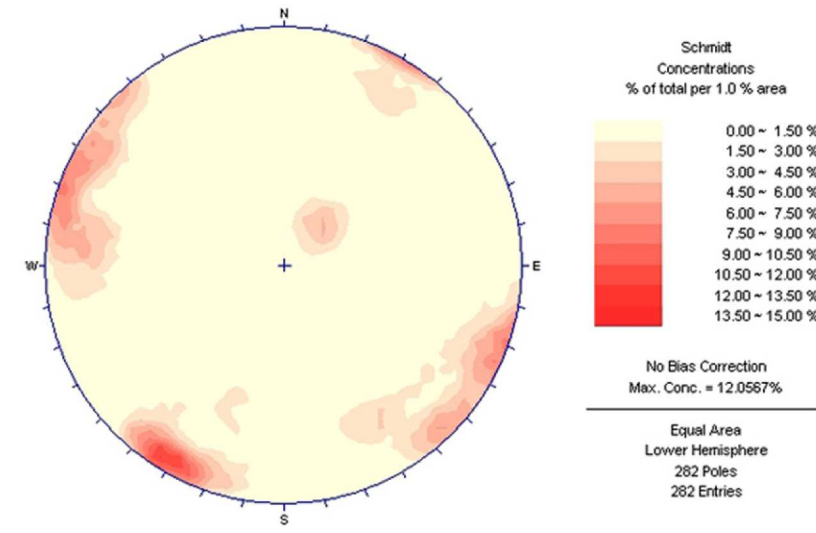
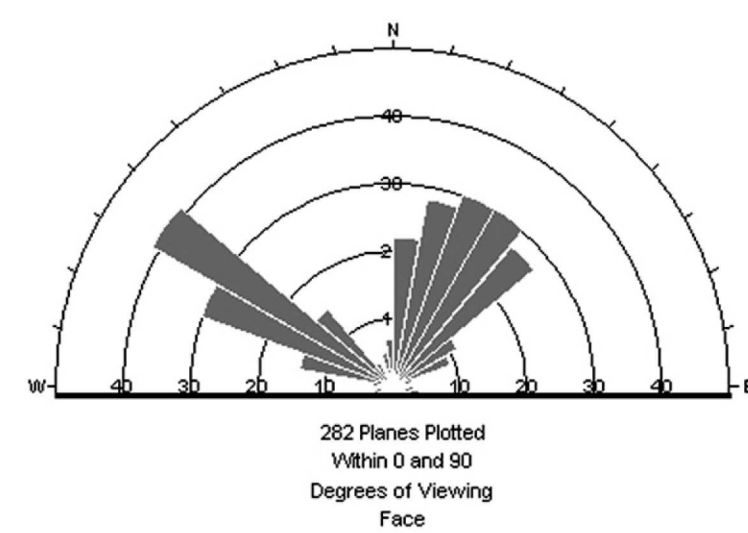
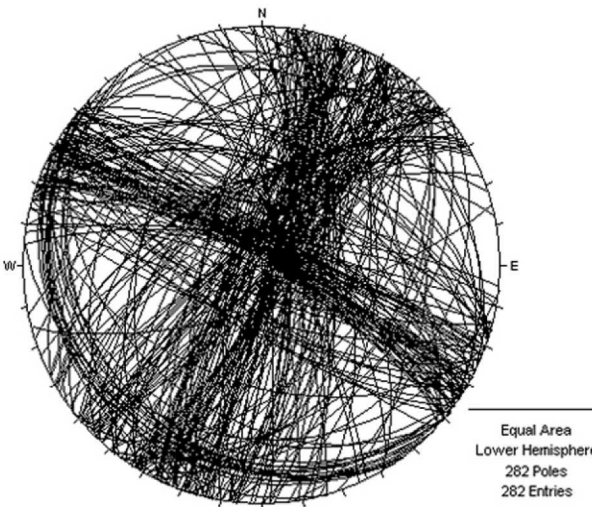
- Qtz
- Aplitos e /ou pegmatitos quartzo-feldspáticos

Estrutura:

- Falha
- Diaclase
- Xistosidade
- EG1 Estação geomecânica
- Hasteal revestido com blocos rochosos

Zonas Geotécnicas:

- ZG I - Xisto argiloso alterado a muito alterado (W4-5), com espaçamento afastado (F1-2); resistência à compressão uniaxial baixa (~16-18 MPa, S4)
- ZG II - Xisto argiloso com alternância de quartzofilitos, são a pouco alterado (W1-2), com espaçamento afastado (F1-2) a medianamente afastado (F3); resistência à compressão uniaxial média (~20-32 MPa, S3)
- ZG III - Grauvaque e corneana metapelítica quartzosa medianamente alterada (W3), com espaçamento afastado (F1-2) a medianamente afastado (F3); resistência à compressão uniaxial média a baixa (~18-26 MPa, S3 a S4)
- ZG IV - Corneana metapelítica e quartzosa medianamente alterada (W3), com espaçamento medianamente afastado (F3) a próximo (F4-5); resistência à compressão uniaxial elevada (~63-79 MPa, S2) a média (~28-36 MPa, S3)



Zonamento geotécnico da galeria principal (0-75m) da Mina das Aveleiras

ANEXO III – Fichas de levantamento geológico-geotécnico.

Orientação:

do Perfil N 151 E
da "Scanline" N 151 E

Data: 6,13,20,27,30 Janeiro 2007

Localização: Mina das Aveléiras (Mire de Tibães)

Nome: EPN, JAL, MJA, HIC

Verificado por: HIC

Observações: Altura da fita graduada ao chão da mina = 1,20m

Descontinuidade nº	Distância à origem (m)	Litologia	Grau de Alteração (W)		Atitude Dir./Inc. (Graus)		Tipo de desconti- nuidade	Abertura	Espaça- mento F (m)		Semi-Comprimento L (m)	Terminação T	Curvatura C	Rugosidade R	Enchimento	Presença de água	Observações
			Tipo	Class.	Dir. (E)	Inc.											
1	0,64	Xa		W4	N21	76NW	D	Aberta	0,64	F2	0,8	D	C1-2	R3	Não	Não	Cor escura; Óxidos Magnésio, ferro.
2	0,68	Xa		W4	N121	30SW	D	Fechada	0,04	F5	0,50	O	C1-2	R3	Não	Não	Sub-Horizontal
3	0,84	Xa		W4	N29	70SE	D	Fechada	0,16	F4	0,4	D	C1-2	R3	Não	Não	Cor negra na superfície da descontinuidade
4	0,88	Xa		W4	N8	70NW	D	Fechada	0,04	F5	0,35	R	C1-2	R3	Não	Não	Cor negra na superfície da descontinuidade
5	1,24	Xa		W4	N75	75SE	D	Fechada	0,36	F3	0,4	R	C1-2	R3	Não	Não	
6	1,48	Xa		W4	N96	28SW	D	Fechada	0,24	F3	0,05	R	C1-2	R2	Argiloso	Não	
7	1,65	Xa		W4	N22	82NW	D	Fechada	0,17	F4	0,03	R	C1-2	R3	Não	Não	
8	2,39	Xa		W4	N26	84SE	D	Fechada	0,74	F2	0,05	R	C1-2	R3	Não	Não	Cor negra na superfície da descontinuidade

9	2,94	Xa		W4	N108	55NE	D	Fechada	0,55	F3	0,4	O	C1-2	R3	Argiloso	Não	Cor negra na superfície da descontinuidade
10	3,13	Xa		W4	N21	70NW	D	Fechada	0,19	F4	0,1	O	C1-2	R3	Não	Não	Cor negra na superfície da descontinuidade
11	3,78	Xa		W4	N138	14SW	F	Fechada	0,65	F2	0,15	O	C1-2	R3	Não	Não	Sub-Horizontal
12	4,15	Xa		W4	N19	88NW	D	Fechada	0,37	F3	0,05	R	C1-2	R3	Não	Não	Cor acastanhada e avermelhada
13	4,6	Xa		W4	N6	79NW	D	Fechada	0,45	F3	0,18	R	C1-2	R3	Não	Não	
14	4,7	Xa		W4	N109	44NE	F	Fechada	0,1	F1	0,4	R	C1-2	R3	Não	Não	Sub-Horizontal
15	5,45	Xa		W4	N18	82SE	F	Fechada	0,75	F2	0,15	D	C1-2	R3	Não	Não	Cor negra acastanhada e estrias
16	6,08	QZ		W1	N19	82NW	F	Fechada	0,63	F2	0,20	R	C3		Qz	Não	Filão Quartzo estrias Espessura do filão 1,8Cm
17	7,39	Xa		W4	N119	59NE	D	Fechada	1,31	F2	0,35	R	C1-2	R3	Não	Não	Cor negra acastanhada
18	8,52	Xa		W4	N25	75SE	D	Fechada	1,13	F2	0,18	D	C1-2	R3	Não	Não	Cor negra
19	8,63	Xa		W4	N118	84NE	D	Fechada	0,11	F4	0,15	D	C1-2	R3	Não	Não	Cor negra
20	9,18	Xa		W4	N108	64NE	D	Fechada	0,55	F3	0,35	R	C1-2	R3	Não	Não	

ZG1

21	9,3	Xa		W4	N7	79SW	D	Fechada	0,12	F4	0,2	R	C1-2	R3	Não	Não	
22	9,35	Xa		W4	N3	81SE	D	Fechada	0,05	F5	0,30	D	C1-2	R3	Não	Não	
23	11,15	Xa		W4	N119	85NE	D	Fechada	1,8	F2	0,20	R	C2	R3	Não	Não	
24	11,2	Xa		W5	N133	50NE	F	Fechada	0,05	F5	0,1	O	C3	R2	Argila e Qz	Sim	CAIXA DE FALHA possança entre 5 e 15 cm
25	11,3	Xa		W4	N11	85SE	D	Fechada	0,1	F4	0,05	R	C1-2	R3	Não	Não	Intercepta a caixa de falha (Descontinuidade nº23)
26	12,08	Xa		W4	N112	83SW	D	Fechada	0,78	F2	0,30	F	C1-2	R3	Não	Sim	
27	12,42	Xa		W4	N18	58SE	D	Fechada	0,34	F3	0,1	R	C1-2	R3	Não	Humidade	
28	12,8	Xa		W4	N23	85NW	D	Fechada	0,38	F3	0,30	R	C1-2	R3	Não	Humidade	
29	14,1	Xa/Qfi		W4	N22	83NW	D	Fechada	1,3	F2	0,2	R	C1-2	R3	Não	Humidade	
30	14,45	Xa/Qfi		W4	N22	86NW	D	Fechada	0,35	F3	0,15	R	C1-2	R3	Não	Não	
31	14,55	Xa/Qfi		W4	N111	54NE	D	Fechada	0,1	F4	0,1	R	C1-2	R3	Não	Não	
32	14,7	Xa/Qfi		W4	N100	69NE	D	Fechada	0,15	F4	0,10	R	C1-2	R3	Não	Não	

33	15,3	Xa/Qfi		W4	N31	79SE	D	Fechada	0,6	F3	0,25	R	C1-2	R3	Não	Não	
34	15,54	Xa/Qfi		W4	N126	82NE	D	Fechada	0,24	F3	0,20	D	C1-2	R3	Não	Não	
35	15,8	Xa/Qfi		W4	N35	80SE	D	Fechada	0,26	F3	0,30	R	C1-2	R3	Não	Não	
36	16	Xa/Qfi		W4	N29	76SE	D	Fechada	0,2	F3	0,20	R	C1-2	R3	Não	Não	
37	16,3	Xa/Qfi		W4	N117	48NE	D	Fechada	0,3	F3	0,10	R	C1-2	R3	Não	Não	
38	16,3	Qfi		W2	N32	76SE	D	Fechada	0	F5	0,15	R	C1-2	R3	Não	Não	
39	16,82	Qfi		W2	N27	82SE	D	Fechada	0,52	F3	0,20	R	C1-2	R3	Não	Não	
40	17,1	Qfi		W2	N143	24SW	F	Fechada	0,28	F3	0,25	R	C1-2	R3	Não	Não	Sub-horizontal
41	17,34	Qfi		W2	N106	53NE	D	Fechada	0,24	F3	0,20	R	C1-2	R4	Não	Não	
42	17,34	Qfi		W2	N34	81SE	D	Fechada	0	F5	0,10	R	C1-2	R3	Não	Não	
43	17,82	Qfi		W2	N31	88NW	D	Fechada	0,48	F3	0,10	R	C1-2	R3	Não	Não	
44	17,98	Qfi		W2	N32	80SE	D	Fechada	0,16	F4	0,20	R	C1-2	R3	Não	Sim	

ZG2

45	18,22	Qfi		W2	N126	64NE	D	Fechada	0,24	F3	0,20	R	C1-2	R3	Não	Sim	
46	18,22	Qfi		W2	N12	87NW	D	Fechada	0	F5	0,20	R	C1-2	R3	Não	Sim	
47	18,93	Qfi		W2	N124	86NE	D	Fechada	0,71	F2	0,40	R	C1-2	R3	Não	Não	
48	18,93	Qfi		W2	N18	85NW	D	Fechada	0	F5	0,30	R	C1-2	R3	Não	Sim	
49	19,7	Qfi		W2	N124	80NE	D	Fechada	0,77	F2	0,10	R	C1-2	R3	Não	Não	
50	19,8	Filão Qz		W1	N15	87SE	D	Fechada	0,1	F4	0,10	R	C1-2	R3	Não	Não	Entre Disc 50 e 51 filão de quartzo - Corneana
51	20,23	Filão Qz		W1	N25	81NW	D	Fechada	0,43	F3	0,20	R	C1-2	R3	Não	Não	
52	22,05	Co		W3	N27	86SE	D	Fechada	1,82	F2	0,15	R	C1-2	R3	Não	Não	
53	22,45	Co		W3	N19	84SE	D	Fechada	0,4	F3	0,25	R	C1-2	R3	Não	Não	
54	22,95	Co		W3	N39	82NW	D	Fechada	0,5	F3	0,10	R	C1-2	R3	Não	Não	
55	23,35	Co		W4	N12	47NW	D	Fechada	0,4	F3	0,30	R	C1-2	R3	Não	Não	
56	23,67	Gv		W3	N26	72NW	D	Fechada	0,32	F3	0,10	R	C1-2	R3	Não	Não	

57	24,1	Gv		W3	N23	48NW	D	Fechada	0,43	F3	0,05	R	C1-2	R3	Não	Não	
58	24,33	Gv		W3	N26	72NW	D	Fechada	0,23	F3	0,05	R	C1-2	R3	Não	Não	
59	24,9	Gv		W3	N37	62NW	D	Fechada	0,57	F3	0,05	R	C1-2	R3	Não	Não	
60	25,3	Pg		W3	N25	80NW	F	Aberta	0,4	F3	0,4	O	C3	R3	Argila?	Não	Falha
61	25,57	Pg		W3	N26	82NW	F	Fechada	0,27	F3	0,4	O	C3	R3	Não	Não	Falha
62	25,6	Gv		W4	N168	74NE	D	Fechada	0,03	F5	0,1	O	C1-2	R2	Não	Não	Cor negra a avermelhada
63	25,68	Gv		W4	N32	83SE	D	Fechada	0,08	F4	1,20	O	C3	R2	Não	Não	Superfície exposta até ao chão
64	25,88	Gv		W4	N166	62NE	D	Fechada	0,2	F4	0,30	O	C1-2	R2	Não	Não	—
65	28,7	Gv		W4	N44	52SE	F	Fechada	2,82	F1	0,5	R	C1-2	R2	Não	Não	Amarela com nódulos negros
66	29	Gv		W3	N26	83SE	D	Fechada	0,3	F3	0,1	O	C1-2	R2	Não	Não	—
67	29,4	Gv		W3	N8	74SE	D	Fechada	0,4	F3	0,15	O	C1-2	R2	Não	Não	—
68	30,7	Gv		W3	N149	70NE	D	Fechada	1,3	F2	0,15	O	C1-2	R2	Não	Não	Cor negra alaranjada

69	30,8	Gv		W3	N137	16SW	F	Fechada	0,1	F4		O	C1-2	R2	Não	Não	Sub-horizontal
70	32,7	Gv		W2-3	N171	84NE	D	Fechada	1,9	F2	0,1	O	C1-2	R2	Não	Não	—
71	33,4	Gv		W2-3	N164	81NE	D	Fechada	0,7	F2	0,15	D	C1-2	R2	Não	Não	Alaranjada
72	33,5	Gv		W2-3	N128	14SW	F	Fechada	0,1	F4		D	C1-2	R2	Não	Não	Sub-horizontal
73	34,3	Gv		W3	N7	68SE	D	Fechada	0,8	F2	0,05	D	C1-2	R2	Não	Não	Cor Negra
74	34,5	Gv		W3	N177	72NE	D	Fechada	0,2	F3	0,05	O	C1-2	R2	Não	Não	Alaranjada
75	35,75	Filão Qz		W1	N106	70NE	D	Aberta	1,25	F2	0,7	R	C1-2	R2	Não	Não	Filão
76	35,95	Filão Qz		W1	N95	79NE	D	Fechada	0,2	F3	0,15	O	C1-2	R2	Não	Não	—
77	35,98	Filão Qz		W1	N107	68NE	D	Fechada	0,03	F5	0,45	O	C1-2	R2	Não	Não	—
78	36,2	Filão Qz		W1	N17	66SE	D	Fechada	0,22	F3	0,2	R	C1-2	R2	Não	Não	—
79	36,6	Filão Qz		W1	N31	84SE	D	Fechada	0,4	F3	0,1	R	C1-2	R2	Não	Não	—
80	37,15	Co		W3	N133	79SE	D	Fechada	0,55	F3	0,1	R	C1-2	R2	Não	Não	—

ZG3

81	37,2	Co		W3	N32	85NE	D	Fechada	0,05	F5	0,40	R	C1-2	R2	Não	Não	—
82	37,22	Co		W3	N6	64SE	D	Fechada	0,02	F5	0,15	O	C1-2	R2	Não	Não	—
83	37,6	Co		W3	N72	60NW	F	Fechada	0,38	F3	1	O	C1-2	R2	Não	Sim	Avermelhada
84	40,13	Co		W3	N48	37SE	D	Fechada	2,53	F1	0,1	O	C1-2	R2	Não	Não	—
85	40,25	Co		W3	N39	41SE	D	Fechada	0,12	F4	0,15	O	C1-2	R2	Não	Não	—
86	41,5	Co		W3	N48	79SW	D	Fechada	1,25	F2	0,05	O	C1-2	R2	Não	Não	Medida no tecto
87	43	Co		W3	N47	82SE	D	Fechada	1,5	F2	0,15	O	C1-2	R2	Não	Não	—
88	43,85	Co		W3-4	N39	88SE	D	Fechada	0,85	F2	0,15	O	C1-2	R2	Não	Não	—
89	44,58	Co		W3-4	N130	38SW	D	Fechada	0,73	F2	0,15	O	C1-2	R2	Não	Não	—
90	44,8	Co		W3-4	N19	79SE	D	Fechada	0,22	F3	1,2	D	C1-2	R2	Não	Não	—
91	44,9	Co		W3-4	N43	62NW	D	Fechada	0,1	F4	0,1	D	C1-2	R2	Não	Não	—
92	45,7	Co		W3-4	N45	86SE	D	Fechada	0,8	F2	1	O	C1-2	R2	Não	Não	—

93	45,93	Co		W3-4	N52	42NW	D	Fechada	0,23	F3	0,1	O	C1-2	R2	Não	Não	Tecto
94	47,5	Co		W3-4	N125	22NE	F	Fechada	1,57	F2		O	C1-2	R2	Não	Não	Sub-horizontal , Tecto
95	49,35	Co		W3-4	N19	88NW	D	Fechada	1,85	F2	0,3	O	C1-2	R2	Não	Não	_
96	49,4	Co		W3-4	N22	88NW	D	Fechada	0,05	F5	0,5	O	C1-2	R2	Não	Não	_
97	49,5	Co		W3-4	N53	68NW	D	Fechada	0,1	F4	1	O	C1-2	R2	Não	Não	_
98	49,52	Co		W3-4	N58	65NW	D	Fechada	0,02	F5	1	O	C1-2	R2	Não	Não	_
99	50,69	Co		W3	N14	89SE	D	Fechada	1,17	F2	0,2	R	C1-2	R3	Não	Não	_
100	50,72	Co		W3	N33	83NW	D	Aberta	0,03	F5	0,8	O	C1-2	R2	Não	Não	_
101	50,96	Co		W3	N50	82NW	D	Fechada	0,24	F3	0,2	R	C1-2	R2	Não	Não	_
102	51,17	Co		W3	N46	87SE	D	Fechada	0,21	F3	1	O	C3	R2	Não	Não	_
103	51,92	Co		W3	N121	74SW	D	Fechada	0,75	F2	0,1	R	C1-2	R2	Não	Não	Alaranjada
104	52,36	Co		W3	N46	87NW	D	Fechada	0,44	F3	1	O	C1-2	R2	Não	Não	_

105	53,5	Co		W3	N116	21NE	F	Fechada	1,14	F2		O	C1-2	R2	Não	Não	Sub-horizontal
106	53,67	Co		W4	N126	88NE	D	Fechada	0,17	F4	0,1	R	C1-2	R3	Não	Não	Cor acastanhada
107	53,8	Co		W3	N46	84NW	D	Fechada	0,13	F4	1	O	C1-2	R2	Não	Não	—
108	53,9	Co		W4	N124	88NE	D	Fechada	0,1	F4	0,1	R	C1-2	R3	Não	Não	Cor acastanhada
109	53,93	Co		W3	N32	65NE	D	Fechada	0,03	F5	0,05	R	C1-2	R2	Não	Não	—
110	53,93	Co		W3	N13	88SE	D	Fechada	0	F5	0,05	R	C1-2	R2	Não	Não	—
111	54,02	Co		W3	N35	76NE	D	Fechada	0,09	F4	0,08	R	C1-2	R2	Não	Não	Cor negra avermelhada
112	54,02	Co		W3	N17	87SE	D	Fechada	0	F5	0,1	R	C1-2	R2	Não	Não	Cor negra avermelhada
113	54,3	Co		W3	N21	88SE	D	Fechada	0,28	F3	0,2	R	C1-2	R2	Não	Não	—
114	54,45	Co		W4	N30	80SE	D	Fechada	0,15	F4	0,20	R	C1-2	R3	Não	Não	Cor acastanhada
115	54,5	Co		W4	N26	80NW	D	Fechada	0,05	F5	1	O	C3	R3	Não	Não	Cor acastanhada
116	54,65	Co		W4	N20	84SE	D	Fechada	0,15	F4	0,15	R	C1-2	R3	Não	Não	Cor acastanhada

117	54,7	Co		W3-4	N16	86SE	D	Fechada	0,05	F5	0,1	R	C1-2	R3	Não	Não	Cor acastanhada
118	54,78	Co		W4	N10	82NW	D	Fechada	0,08	F4	0,2	R	C1-2	R3	Não	Não	Cor acastanhada
119	54,94	Co		W4	N19	88SE	D	Fechada	0,16	F4	0,4	R	C1-2	R3	Não	Não	Cor acastanhada
120	55,07	Co		W4	N24	86NW	D	Fechada	0,13	F4	0,20	R	C1-2	R3	Não	Não	Cor acastanhada
121	55,7	Co		W4	N122	88NE	D	Fechada	0,63	F2	0,05	R	C1-2	R3	Não	Não	Cor acastanhada
122	55,72	Co		W4	N63	62NW	D	Fechada	0,02	F5	0,4	O	C3	R3	Não	Não	—
123	55,79	Co		W4	N62	61NW	D	Fechada	0,07	F4	0,8	O	C4	R3	Não	Não	—
124	55,89	Co		W4	N63	62NW	D	Fechada	0,1	F4	0,6	R	C3	R3	Não	Não	—
125	55,97	Co		W4	N60	64NW	D	Fechada	0,08	F4	0,60	R	C1-2	R3	Não	Não	—
126	56,02	Co		W4	N59	63NW	D	Fechada	0,05	F5	0,50	R	C1-2	R3	Não	Não	—
127	56,07	Co		W4	N128	86NE	D	Fechada	0,05	F5	0,8	R	C1-2	R4	Não	Não	—
128	56,07	Co		W4	N44	50NW	D	Fechada	0	F5	0,9	O	C1-2	R2-3	Não	Não	—

129	56,5	Co		W4	N42	80NW	D	Fechada	0,43	F3	0,05	R	C1-2	R3	Não	Não	—
130	56,64	Co		W4	N38	60NW	D	Fechada	0,14	F4	0,3	R	C3	R3	Não	Não	Acastanhada
131	56,85	Co		W3	N44	80NW	D	Aberta	0,21	F3	0,8	O	C3	R3	Não	Não	Acastanhada
132	57,09	Co		W3	N118	86NE	D	Fechada	0,24	F3	0,4	O	C1-2	R3	Não	Não	Acastanhada
133	57,39	Co		W3	N120	68SW	D	Fechada	0,3	F3	0,8	O	C1-2	R3	Não	Não	—
134	57,39	Co		W3	N14	70NW	D	Fechada	0	F5	0,3	R	C1-2	R3	Não	Não	—
135	57,76	Co		W3	N42	88SE	D	Fechada	0,37	F3	1	O	C1-2	R3	Não	Não	Grande plano descontinuidade
136	58,17	Co		W3	N122	76SW	D	Fechada	0,41	F3	0,4	R	C4	R3	Não	Não	Pigmentos na descontinuidade
137	58,17	Co		W3	N42	83NW	D	Fechada	0	F5	0,4	R	C3	R3	Não	Não	Pigmentos na superfície da descontinuidade
138	58,47	Co		W3	N128	72SW	D	Fechada	0,3	F3	0,6	R	C3	R3	Não	Não	Pigmentos na superfície da descontinuidade
139	59,15	Co		W3	N128	72NE	D	Fechada	0,68	F2	0,4	R	C3	R3	Não	Não	—
140	59,15	Co		W3	N46	82SE	D	Aberta	0	F5	1	O	C1-2	R3	Não	Não	—

141	59,4	Co		W3	N112	86NE	D	Fechada	0,25	F3	0,15	R	C1-2	R3	Não	Não	—
142	59,48	Co		W4	N122	89SW	D	Fechada	0,08	F4	0,30	O	C1-2	R2	Não	Não	Avermelhada no plano de descontinuidade
143	59,76	Co		W4	N39	80NW	D	Fechada	0,28	F3	0,1	R	C1-2	R2	Não	Não	Pigmentos brancos
144	59,95	Co		W4	N122	82SW	D	Fechada	0,19	F4	0,08	R	C1-2	R3	Não	Não	Pigmentos brancos
145	59,95	Co		W4	N49	86SE	D	Fechada	0	F5	0,4	O	C3	R3	Não	Não	Pigmentos brancos
146	60,27	Co		W4	N122	84NE	D	Fechada	0,32	F3	0,5	R	C3	R3	Não	Não	—
147	60,27	Co		W4	N12	72SE	D	Fechada	0	F5	0,1	R	C1-2	R3	Não	Não	—
148	61,63	Co		W3	N48	88NW	D	Fechada	1,36	F2	1	O	C1-2	R3	Não	Não	—
149	62	Co		W3	N118	88NE	D	Fechada	0,37	F3	1	O	C1-2	R3	Não	Não	Avermelhada
150	62	Co		W3	N42	86NW	D	Fechada	0	F5	1	O	C1-2	R2	Não	Não	Avermelhada
151	62,21	Co		W3	N118	88SE	D	Fechada	0,21	F3	0,8	O	C1-2	R2	Não	Não	Avermelhada
152	62,3	Co		W3	N15	86SE	D	Fechada	0,09	F4	0,6	R	C1-2	R2	Não	Não	Acastanhada com pigmentos brancos

153	63,32	Co		W3	N22	78NE	D	Fechada	1,02	F2	0,2	R	C3	R3	Não	Não	Acastanhada com pigmentos brancos
154	63,32	Co		W3	N178	76NE	D	Fechada	0	F5	0,6	R	C3	R3	Não	Não	Acastanhada com pigmentos brancos
155	63,55	Co		W3	N113	70SE	D	Fechada	0,23	F3	0,4	R	C3	R3	Não	Não	Acastanhada a negra
156	63,55	Co		W3	N2	80SE	D	Fechada	0	F5	0,8	O	C1-2	R2	Não	Não	—
157	63,8	Co		W3	N6	80SE	D	Fechada	0,25	F3	0,05	O	C3	R3	Não	Não	—
158	63,9	Co		W3	N8	70SE	D	Fechada	0,1	F4	0,05	O	C1-2	R2	Não	Não	—
159	64,03	Co		W3	N49	80NW	D	Fechada	0,13	F4	0,6	R	C1-2	R3	Não	Não	—
160	64,47	Co		W3	N116	70SW	D	Fechada	0,44	F3	0,15	R	C1-2	R2	Não	Não	—
161	65	Co		W3	N56	82NW	D	Fechada	0,53	F3	0,05	R	C1-2	R2	Não	Não	Pigmentos brancos
162	65,22	Co		W3	N54	82NW	D	Fechada	0,22	F3	0,1	R	C1-2	R2	Não	Não	—
163	65,43	Co		W3	N40	72SE	D	Fechada	0,21	F3	0,05	R	C1-2	R2	Não	Não	—
164	65,48	Co		W3	N130	80NE	D	Fechada	0,05	F5	0,05	R	C1-2	R3	Não	Não	Castanha avermelhada

165	65,7	Co		W3	N108	86NE	D	Fechada	0,22	F3	0,1	R	C1-2	R3	Não	Não	—
166	65,89	Co		W3	N112	84NE	D	Fechada	0,19	F4	0,07	R	C1-2	R3	Não	Não	—
167	66	Co		W3	N14	84SE	D	Fechada	0,11	F4	0,8	O	C1-2	R2	Não	Não	—
168	66,42	Co		W3	N8	88SE	D	Fechada	0,42	F3	0,8	O	C1-2	R2	Não	Não	—
169	66,92	Co		W3	N14	80SE	D	Fechada	0,5	F3	0,2	R	C1-2	R2	Não	Não	—
170	67,05	Co		W3	N8	84SE	D	Fechada	0,13	F4	0,3	O	C1-2	R2	Não	Não	—
171	67,18	Co		W3	N8	70SE	D	Fechada	0,13	F4	0,2	R	C1-2	R2	Não	Não	—
172	67,19	Co		W3	N48	80NW	D	Fechada	0,01	F5	0,1	R	C1-2	R2	Não	Não	—
173	67,3	Co		W3	N50	79NW	D	Fechada	0,11	F4	0,9	O	C1-2	R2	Não	Não	—
174	67,32	Co		W3	N8	88SE	D	Fechada	0,02	F5	0,05	R	C1-2	R2	Não	Não	—
175	67,4	Co		W3	N1	50SE	D	Fechada	0,08	F4	0,15	R	C1-2	R2	Não	Não	—
176	67,5	Co		W3	N108	42NE	D	Fechada	0,1	F4	0,05	D	C1-2	R3	Não	Não	—

177	67,52	Co		W3	N8	76SE	D	Fechada	0,02	F5	0,04	O	C1-2	R2	Não	Não	—
178	67,55	Co		W3	N10	80SE	D	Fechada	0,03	F5	0,05	O	C1-2	R2	Não	Não	Junto ao tecto
179	67,63	Co		W3	N126	82NE	D	Fechada	0,08	F4	0,05	D	C1-2	R4	Não	Não	—
180	67,65	Co		W3	N6	66SE	D	Fechada	0,02	F5	0,05	O	C1-2	R2	Não	Não	—
181	67,74	Co		W3	N78	60NE	D	Fechada	0,09	F4	0,3	O	C1-2	R3	Não	Não	—
182	68,36	Co		W3	N7	68SE	D	Fechada	0,62	F2	0,05	O	C1-2	R3	Não	Não	—
183	68,4	Co		W3	N49	86NW	D	Fechada	0,04	F5	0,3	R	C1-2	R2	Não	Não	—
184	68,41	Co		W3	N35	81SE	D	Fechada	0,01	F5	0,05	R	C1-2	R2	Não	Não	—
185	68,53	Co		W3	N55	35NW	D	Fechada	0,12	F4	0,3	R	C1-2	R3	Não	Não	—
186	68,73	Co		W3	N32	73SE	D	Fechada	0,2	F4	0,1	R	C1-2	R2	Não	Não	—
187	68,77	Co		W3	N174	66NE	D	Fechada	0,04	F5	0,2	O	C1-2	R3	Não	Não	—
188	68,83	Co		W3	N32	69NW	D	Fechada	0,06	F4	0,1	R	C1-2	R2	Não	Não	—

189	69,14	Co		W3	N32	88NW	D	Fechada	0,31	F3	0,2	R	C1-2	R2	Não	Não	—
190	69,23	Co		W3	N110	49SW	D	Fechada	0,09	F4	0,1	R	C1-2	R3	Não	Não	—
191	69,43	Co		W3	N118	87NE	D	Fechada	0,2	F4	0,07	R	C1-2	R2	Não	Não	—
192	69,49	Co		W3	N173	32NE	F	Fechada	0,06	F4	0,15	O	C1-2	R2	Não	Não	Sub-horizontal
193	69,75	Co		W3	N48	89NW	D	Fechada	0,26	F3	0,9	O	C1-2	R3	Não	Não	—
194	69,8	Co		W3	N110	80SW	D	Fechada	0,05	F5	0,05	R	C1-2	R3	Quartzo	Não	Quartzo com pigmentos negros
195	69,9	Co		W3	N45	86SE	D	Fechada	0,1	F4	0,9	O	C1-2	R2	Não	Não	—
196	70	Co		W3	N112	82NE	D	Fechada	0,1	F4	0,08	R	C1-2	R2	Não	Não	—
197	70	Co		W3	N44	82NW	D	Fechada	0	F5	0,8	O	C1-2	R2	Não	Não	—
198	70,1	Co		W3	N31	83SE	D	Fechada	0,1	F4	0,8	O	C1-2	R2	Não	Não	—
199	70,22	Co		W3	N49	67NW	D	Fechada	0,12	F4	0,05	R	C1-2	R2	Não	Não	—
200	70,39	Co		W3	N111	82NE	D	Fechada	0,17	F4	0,05	R	C1-2	R2	Não	Não	—

201	70,39	Co		W3	N24	87SE	D	Fechada	0	F5	0,8	O	C1-2	R2	Não	Não	—
202	70,54	Co		W3	N44	89SE	D	Fechada	0,15	F4	0,8	O	C1-2	R2	Não	Não	—
203	70,59	Co		W3	N111	80NE	D	Fechada	0,05	F5	0,15	R	C1-2	R2	Não	Não	Negra
204	70,59	Co		W3	N178	87NE	D	Fechada	0	F5	0,1	O	C1-2	R2	Não	Não	—
205	70,69	Co		W3	N121	86NE	D	Fechada	0,1	F4	0,2	R	C1-2	R3	Não	Não	—
206	70,69	Co		W3	N22	80NW	D	Fechada	0	F5	0,15	R	C1-2	R3	Não	Não	—
207	70,76	Co		W3	N60	78NW	D	Fechada	0,07	F4	1	O	C4	R3	Não	Não	Desenvolvimento do chão ao tecto
208	71,1	Co		W3	N120	88NE	D	Fechada	0,34	F3	0,2	D	C3	R3	Não	Não	Pigmentos Brancos
209	71,23	Co		W3	N118	84NE	D	Fechada	0,13	F4	0,4	R	C1-2	R3	Não	Não	—
210	71,23	Co		W3	N36	88NW	D	Fechada	0	F5	0,9	O	C1-2	R2	Não	Não	—
211	71,6	Co		W3	N162	42NE	F	Fechada	0,37	F3	0,70	O	C3	R3	Não	Não	Sub-horizontal
212	71,67	Co		W3	N130	82NE	D	Fechada	0,07	F4	0,4	R	C1-2	R3	Não	Não	Castanha com pigmentos brancos

213	72,15	Co		W3	N104	80SW	D	Fechada	0,48	F3	0,50	O	C1-2	R4	Não	Não	—
214	72,69	Co		W3	N126	70SW	D	Fechada	0,54	F3	0,1	R	C1-2	R3	Não	Não	—
215	72,69	Co		W3	N32	88SE	D	Fechada	0	F5	0,15	R	C1-2	R2	Não	Não	—
216	73,29	Co		W3	N128	86NE	D	Fechada	0,6	F3	0,2	R	C1-2	R2	Não	Não	Avermethada
217	73,56	Co		W3	N16	79NW	D	Fechada	0,27	F3	0,3	R	C1-2	R2	Não	Não	Pigmentos brancos
218	73,8	Co		W3	N128	87NE	D	Fechada	0,24	F3	0,05	R	C1-2	R2	Não	Não	negra com pigmentos brancos
219	73,92	Co		W3	N116	88NE	D	Fechada	0,12	F4	0,05	R	C1-2	R3	Não	Não	negra com pigmentos brancos
220	73,93	Co		W3	N12	70NW	D	Fechada	0,01	F5	0,05	R	C1-2	R3	Não	Não	negra com pigmentos brancos
221	74	Co		W3	N124	82NE	D	Fechada	0,07	F4	0,05	R	C1-2	R2	Não	Não	—
222	74	Co		W3	N30	86NW	D	Fechada	0	F5	0,25	R	C1-2	R3	Não	Não	—
223	74,12	Co		W3	N122	78NE	D	Fechada	0,12	F4	0,2	R	C1-2	R2	Não	Não	—
224	74,12	Co		W3	N8	53SE	D	Fechada	0	F5	0,1	O	C1-2	R2	Não	Não	Avermelhada com pigmentos brancos

ZG4

225	74,18	Co		W3	N26	33NW	F	Fechada	0,06	F5	0,2	O	C3	R2	Não	Não	Sub-horizontal
226	74,46	Co		W3	N127	80NE	D	Fechada	0,28	F3	0,30	R	C1-2	R2	Não	Não	—
227	74,46	Co		W3	N20	86SE	D	Fechada	0	F5	0,4	O	C1-2	R2	Não	Não	Desenvolvimento do chão ao tecto
228	74,7	Co		W3	N131	60NE	D	Fechada	0,24	F3	0,1	R	C1-2	R2	Não	Não	—
229	75,3	Filão Pg + Qz		W2	N6	86SE	F	Fechada	0,6	F3		O	C1-2	R3	Não	Não	—

Orientação:

do Perfil
da "Scanline"

N 18 E

N 18 E desc.[1-6]; N 68 E desc.[7-30]; N 95 E desc.[31-34];

Data: 20 Janeiro 2007

Localização: Mina das Avelas (Mire de Tibães)

Nome: MJA, HIC

Verificado por: HIC

Observações: Altura da fita graduada ao chão da mina = 1,20m

Descontinuidade nº	Distância à origem (m)	Litologia	Grau de Alteração (W)		Atitude Dir./Inc. (Graus)		Tipo de desconti- nuidade	Abertura	Espaça- mento F (m)		Semi- Comprimento L (m)	Terminação T	Curvatura C	Rugosidade R	Enchimento	Presença de água	Observações
			Tipo	Class.	Dir. (E)	Inc.											
1	0	Xa	Ferruginosa + Argila	W2	N50	66NW	F	Aberta	0	F5	0,40	R	C1	R3	Argiloso	Húmido	—
2	0,4	Xa	Ferruginosa + Argila	W2	N68	72NW	D	Aberta	0,4	F3	0,25	R	C1	R3	Argiloso	Húmido	—
3	0,8	Xa	Ferruginosa + Argila	W2	N60	64NW	D	Aberta	0,4	F3	0,15	R	C1	R3	Argiloso	Húmido	—
4	0,9	Xa	Ferruginosa + Argila	W2	N60	74NW	D	Aberta	0,1	F4	0,20	R	C1	R3	Argiloso	Húmido	—
5	1,7	Xa	Ferruginosa + Argila	W2	N62	32NW	F	Aberta	0,8	F2	40	R	C2	R3	Argiloso	Húmido	1,8-2,8m revestidos a rocha
6	3,3	Xa	Ferruginosa + Argila	W2	N150	60NE	D	Aberta	1,6	F2	0,15	R	C1	R3	Argiloso	Húmido	—
7	3,6	Xa	Ferruginosa + Argila	W2	N154	80NE	D	Aberta	0,3	F3	0,12	R	C1	R3	Argiloso	Húmido	No tecto Poço de ventilação
8	4,8	Xa	Ferruginosa + Argila	W2	N130	84NE	D	Aberta	1,2	F2	0,25	R	C1	R3	Argiloso	Húmido	No tecto Poço de evntilação
9	4,9	Xa	Ferruginosa + Argila	W2	N32	36SE	D	Aberta	0,1	F4	0,20	R	C1	R3	Argiloso	Húmido	No tecto Poço de evntilação

10	5,1	Xa	Ferruginosa + Argila	W2	N36	42SE	D	Aberta	0,2	F4	0,25	R	C1	R3	Argiloso	Húmido	No tecto Poço de evntilação
11	5,3	Xa	Ferruginosa + Argila	W2	N34	60SE	D	Aberta	0,2	F4	0,25	R	C1	R3	Argiloso	Húmido	—
12	5,6	Xa	Ferruginosa + Argila	W3	N28	60SE	D	Aberta	0,3	F3	0,50	R	C1	R3	Argiloso	Húmido	—
13	5,9	Xa	Ferruginosa	W2	N126	84NE	D	Fechada	0,3	F3	0,15	R	C1	R3	Argiloso	—	—
14	6	Xa	—	W2	N26	50SE	D	Fechada	0,1	F4	0,30	R	C1	R3	—	—	Filonetes de quartzo
15	6,1	Xa	—	W2	N116	82NE	D	Fechada	0,1	F4	0,10	R	C1	R3	—	—	Filonetes de quartzo
16	6,2	Xa	—	W2	N10	70SE	D	Fechada	0,1	F4	0,10	R	C1	R3	—	—	Filonetes de quartzo
17	6,3	Xa	—	W2	N130	76NE	D	Fechada	0,1	F4	0,10	R	C1	R3	—	—	Filonetes de quartzo
18	6,5	Xa	—	W2	N170	70NE	D	Fechada	0,2	F4	0,15	R	C1	R3	—	—	Filonetes de quartzo
19	6,8	Caixa de Falha Xisto	Ferruginosa	W4	N126	56NE	F	Fechada	0,3	F3	1,00	R	C1	R3	Argiloso 10-25cm	—	Falha inversa de quartzo
20	7,1	Xa	Ferruginosa	W3	N130	70NE	D	Fechada	0,3	F3	1,10	R	C2	R3	—	—	—
21	7,5	Xa	Ferruginosa	W3	N116	76NE	F	Fechada	0,4	F3	0,55	R	C2	R3	Argila	Húmido	—

22	8,2	Filão de Quartzo	—	W1	N130	15NE	Xistosidade	Fechada	0,7	F2	0,2	R	C2	R3	—	—	Filão com Possança 60-80cm
23	9,3	Filão de Quartzo	—	W1	N120	86NE	D	Muito aberta	1,1	F2	0,25	R	C1	R3	Argila	Húmido	Quartzo
24	9,6	Filão de Quartzo	—	W1	N122	74NE	D	Fechada	0,3	F3	0,15	R	C1	R3	—	—	—
25	9,9	Filão de Quartzo	—	W1	N132	76NE	D	Muito aberta	0,3	F3	0,15	R	C1	R3	Argila	Húmido	Filão de quartzo
26	10,3	Filão de Quartzo	—	W1	N124	70SW	D	Muito aberta	0,4	F3	0,20	R	C3	R3	Argila	Húmido	Filão de quartzo
27	10,8	Filão de Quartzo	—	W1	N98	80NE	D	Muito aberta	0,5	F3	0,20	R	C1	R3	Argila	Húmido	Filão de quartzo
28	11	Filão de Quartzo	—	W1	N114	80NE	D	Aberta	0,2	F3	0,15	R	C1	R3	Argila	Húmido	Filão de quartzo
29	11,3	Filão de Quartzo	—	W1	N110	82NE	D	Aberta	0,3	F3	0,25	R	C1	R3	Argila	Húmido	Filão de quartzo
30	11,7	Xa	—	W2	N118	88NE	D	Aberta	0,4	F3	0,25	R	C1	R3	Argila	—	—
31	13,2	Xa	—	W2	N100	84NE	D	Aberta	1,5	F2	0,30	R	C1	R3	Argila	—	—
32	14	Filão de Quartzo	—	W1	N110	84NE	D	Aberta	0,8	F2	0,50	R	C1	R3	—	Húmido	Filão de quartzo
33	14,4	Filão de Quartzo	—	W1	N126	86NE	D	Aberta	0,4	F3	0,60	R	C1	R3	—	—	Filão de quartzo

34	15,4	Filão de Quartzzo	–	W1	N120	85NE	D	Aberta	1	F2	0,20	R	C1	R3	–	Muito húmido	Filão de quartzo
----	------	----------------------	---	----	------	------	---	--------	---	----	------	---	----	----	---	--------------	------------------

Orientação:
do Perfil
da "Scanline" N 50 E
 N 50 E

Data: 20 Janeiro 2007

Localização: Mina das Aveléiras (Mire de Tibães)

Nome: MJA, HIC

Verificado por: HIC

Observações: Altura da fita graduada ao chão da mina = 1,20m

Descontinuidade nº	Distância à origem (m)	Litologia	Grau de Alteração (W)		Atitude Dir./Inc. (Graus)		Tipo de desconti- nuidade	Abertura	Espaça- mento F (m)		Semi- Comprimento L (m)	Terminação T	Curvatura C	Rugosidade R	Enchimento	Presença de água	Observações
			Tipo	Class.	Dir. (E)	Inc.											
1	0	Corneana	—	W3	N106	72SW	D	Fechada	0	F5	0,25	R	C1	R3	—	—	—
2	0,6	Corneana	—	W3	N0	64E	D	Fechada	0,6	F3	0,40	R	C1	R3	—	—	—
3	1,5	Filão Quartzo	—	W1	N0	80E	D	Fechada	0,9	F2	0,10	R	C1	R3	—	—	Filão de quartzo Possança 60cm
4	1,8	Filão Quartzo	—	W1	N116	80NE	D	Aberta	0,3	F3	0,25	R	C1	R3	—	—	Filão de quartzo Possança 60cm
5	2,1	Filão Quartzo	—	W1	N156	80NE	D	Aberta	0,3	F3	0,25	R	C1	R3	—	—	Filão de quartzo Possança 60cm
6	2,4	Corneana	—	W3	N52	26SE	Xistosidade	Aberta	0,3	F3	—	R	C1	R3	—	—	—
7	2,6	Filão Quartzo	—	W1	N106	80NE	D	Aberta	0,2	F3	0,50	R	C2	R3	—	—	Filão de quartzo
8	3,2	Filão Quartzo	—	W1	N120	80NE	D	Aberta	0,6	F3	0,60	R	C1	R3	—	—	—
9	3,6	Filão Quartzo	—	W1	N104	89E	D	Fechada	0,4	F3	0,40	R	C2	R3	—	—	Filão de quartzo